

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 d'une adduction a partir du barrage Keddara pour l'alimentation en eau potable des villes (Hammedi, Ouled Haddadj, Ouled Moussa, Kharrouba, Larbatache et Khemis El Khechna) (w. Boumerdes)..

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0004-21

APA Citation ( APA توثيق ):

Zemmouri, Walid (2021). Etude d'une adduction a partir du barrage Keddara pour l'alimentation en eau potable des villes (Hammedi, Ouled Haddadj, Ouled Moussa, Kharrouba, Larbatache et Khemis El Khechna) (w. Boumerdes).[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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.



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU  
POTABLE**

**THEME :**

**ETUDE D'UNE ADDUCTION A PARTIR DU BARRAGE  
KEDDARA POUR L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE  
DES VILLES (HAMMEDI, OULED HADDADJ, OULED  
MOUSSA, KHARROUBA, LARBATACHE ET KHEMIS EI  
KHECHNA) WILAYA DE BOUMERDES.**

**Présenté par :**  
**ZEMMOURI Walid**

**Devant les membres du jury**

Nom et Prénom(s)	Grade	Qualité
MEDDI HIND	Professeur	Présidente
SALHI Chahrazed	M.A.A	Examinatrice
BOUNNAH Younes	M.A.A	Examineur
KAHLERRAS Djilali	M.C.A	Promoteur

Session septembre 2021

## *Remerciement*

*Avant tout, je remercie DIEU le tout puissant de m'avoir donné la force, la volonté et le courage pour achever ce modeste travail.*

*Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mes chers parents qui m'ont toujours encouragé et soutenu durant toutes mes études.*

*Avec une profonde reconnaissance et considération particulière, je tiens à remercier mon encadreur M. KAHLERRAS Djilali pour sa générosité, sa grande patience et pour le temps qu'il a bien voulu me consacrer.*

*Mes remerciements s'adressent également à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH.*

*Je tiens aussi à remercier les membres de jury qui me feront l'honneur d'examiner et de juger mon travail.*

*Et enfin, je remercie tous ceux qui de près ou de loin ont participé à l'élaboration de ce mémoire.*

*WALID*

## *Dédicace*

*Du fond du cœur, je dédie ce modeste travail :*

*À mes très chers parents Ahcen et Nadjia*

*Aucune dédicace et Aucun mot ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma reconnaissance pour tous vos efforts et vos sacrifices que vous avez consenti pour ma réussite le long de ma vie et mes études.*

*Je vous remercie pour votre aide et vos précieux conseils, pour le soutien que vous me portez depuis mon enfance, vous êtes les étoiles qui illuminent mon chemin, sans vous je ne serais pas parvenue à grande chose. Puisse Dieu, le tout puissant, vous préserver et vous accorder santé, bonheur et longue vie et vous garde à mes côtés.*

*A mes frères et mes sœurs*

*Je leurs souhaite à tous une très bonne réussite dans leurs études.*

*A toute ma grande famille.*

*A mes chers amis Cherif et Oussama*

*Je leurs souhaite une bonne réussite dans leurs vies professionnelles.*

**WALID**

## ملخص:

ت تعاني بلديات حمادي، أولاد موسى، أولاد هداج، خروبة، لاربعتاش، وخميس الخشنة الواقعة في الجنوب الغربي لولاية بومرداس من عجز تام في امدادات المياه الصالحة للشرب، وهذا يستدعي انشاء نظام إمدادات من سد قدارة، بهدف تلبية الاحتياجات الاستهلاكية لهذه التجمعات السكانية حتى عام 2051.

بعد أن قدمنا المنطقة المراد دراستها وتقدير احتياجاتها المائية، قمنا بدراسة خزانات التخزين وأنابيب الإمداد من الناحيتين التقنية والاقتصادية لضمان التصميم الأمثل. وبعد ذلك تم تحديد الخصائص الهيدروليكية لمحطة الضخ، ومن أجل حماية الأنابيب ضد ظاهرة المطرقة المائية، تم توفير خزائين هوائيين لمحطة الضخ. أخيرا قمنا بوضع منهجية لتنفيذ المشروع والوسائل المستخدمة لضمان التنفيذ السليم للمشروع.

## Résumé :

Les communes de Hammedi, Ouled Heddadj, Ouled Moussa, Kharrouba, Larbatache et Khemis El Khechna qui situées dans le sud-ouest de la wilaya de Boumerdès, souffrent d'un pur déficit en alimentation en eau potable, ce qui appelle à réaliser un système d'adduction à partir du barrage Keddara, dans le but de satisfaire les besoins de consommation de ces agglomérations jusqu'à l'horizon de 2051.

Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau, nous avons étudié les réservoirs de stockage ainsi que les conduites d'adduction du point de vue technico-économique afin d'assurer une conception optimale. Ensuite on a déterminé les paramètres hydrauliques de la station de pompage, et dans le but de protéger les conduites de refoulement contre le phénomène du coup de bélier on a prévu deux réservoirs d'air pour la station de pompage, pour enfin établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour garantir une bonne exécution du projet.

## Abstract:

The municipalities of Hammedi, Ouled Heddadj, Ouled Moussa, Kharrouba, Larbatache and Khemis El Khechna located in the southwest of the wilaya of Boumerdès, suffer from a pure shortage of drinking water supply, this calls for a system of supply from the Keddara dam, with the aim of satisfying the consumption needs of these agglomerations up to 2051.

After presenting our study area and estimating its water needs, we studied storage tanks and supply lines from a technical and economic point of view in order to ensure an optimal design. The hydraulic parameters of the pumping station were then determined, and in order to protect the discharge lines against the ram effect two air reservoirs were provided for the pumping station, to establish a methodology for the implementation of the project and the means deployed to ensure the proper execution of the project.

## Table des matières

<b>Introduction générale</b> .....	1
------------------------------------	---

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1. Introduction .....	2
I.2. Description générale de zone d'étude .....	2
I.3. Situation géographique .....	3
I.4. Situation climatologique .....	4
I.4.1. Climat et pluviométrie .....	4
I.4.2. Température .....	4
I.5. Séismicité .....	4
I.6. Situation hydraulique .....	5
I.7. Situation topographique .....	5
I.8. Situation démographique .....	6
I.9. Conclusion .....	6

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II.1. Introduction .....	7
II.2. Evolution de la population à l'horizon d'étude .....	7
II.3. Estimation des besoins en eau potable .....	8
II.3.1. Besoin en eau domestique .....	8
II.3.2. Les besoins en eau d'autre usages .....	10
II.3.3. Le débit moyen journalier totale .....	15
II.4. Variation de la consommation maximale et minimale journalier .....	15
II.4.1. Consommation maximale journalière .....	15
II.4.2. Consommation minimale journalière .....	16
II.5. Variation horaire de la consommation .....	17
II.6. Conclusion : .....	31

### Chapitre III : Les réservoirs

III.1.	Introduction .....	32
III.2.	Classification des réservoirs .....	32
III.3.	Equipements du réservoir .....	33
III.3.1.	Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	33
III.3.2.	Conduite de départ ou de distribution .....	33
III.3.3.	Conduite de trop-plein .....	34
III.3.4.	Conduite de vidange.....	34
III.3.5.	Conduite by-pass .....	35
III.3.6.	Matérialisation de la réserve d'incendie .....	35
III.4.	Quelques recommandations sur les réservoirs .....	35
III.5.	Description du fonctionnement des réservoirs .....	36
III.6.	Estimation de la capacité des ouvrages à projeter .....	37
III.6.1.	Calcul de la capacité totale des réservoirs terminaux .....	37
III.6.2.	Le réservoir tampon .....	49
III.6.3.	Le réservoir de la station de pompage $R_{sp}$ .....	50
III.7.	Choix de la cote d'implantation et l'emplacement des réservoirs .....	51
III.8.	Conclusion : .....	53

#### **Chapitre IV : Etude d'adduction**

IV.1.	Introduction .....	54
IV.2.	Types d'adduction .....	54
IV.2.1.	Adduction gravitaire : .....	54
IV.2.2.	Adduction par refoulement : .....	54
IV.2.3.	Adduction mixte : .....	54
IV.3.	Critères de choix du type des conduites .....	54
IV.3.1.	Critères techniques .....	54
IV.3.2.	Critères économiques .....	55
IV.4.	Critères de choix du tracé .....	57

IV.5.	Proposition de variantes .....	58
IV.5.1.	Variante A .....	58
IV.5.2.	Variante B .....	60
IV.5.3.	Variante C .....	62
IV.6.	Dimensionnement de l'adduction .....	64
IV.6.1.	Adduction gravitaire .....	64
IV.6.2.	Adduction par refoulement .....	65
IV.7.	Calcul hydraulique .....	70
IV.7.1.	Choix du matériau : .....	70
IV.7.2.	Calcul des diamètres avantageux des tronçons des conduites gravitaires .....	70
IV.7.3.	Calcul des diamètres économique des conduites de refoulement .....	73
IV.8.	Conclusion .....	81

### **Chapitre V : Etude du pompage**

V.1.	Introduction .....	82
V.2.	Définition .....	82
V.3.	Critères de l'emplacement de la station de pompage .....	82
V.4.	Choix de type de pompe .....	82
V.5.	Classification des pompes .....	83
V.5.1.	Pompes volumétriques .....	83
V.5.2.	Turbopompes .....	83
V.6.	Couplage des pompes .....	84
V.7.	Choix du nombre de pompes .....	85
V.8.	Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges .....	85
V.8.1.	Le débit de pompage (Q) : .....	85
V.8.2.	La hauteur manométrique totale : .....	85
V.8.3.	La vitesse de rotation : .....	85
V.8.4.	La puissance : .....	85



V.8.5.	Le rendement .....	86
V.9.	Les courbes caractéristiques .....	86
V.9.1.	Courbes caractéristique des pompes centrifuges .....	86
V.9.2.	Courbe caractéristique de la conduite .....	87
V.10.	Point de fonctionnement des pompes .....	87
V.11.	Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement donnés .....	88
V.12.	Calcul des paramètres de la station de pompage .....	90
V.12.1.	Refoulement SP – Réservoirs de Ouled Moussa.....	90
V.12.2.	Refoulement SP – Réservoirs tampon.....	93
V.13.	Etude de la cavitation .....	98
V.14.	Consigne d’exploitation .....	100
V.15.	Conclusion .....	100

### **Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier**

VI.1.	Introduction .....	102
VI.2.	Définition .....	102
VI.3.	Les causes du coup de bélier .....	102
VI.4.	Les risque du coup de bélier .....	102
VI.5.	Analyse physique du phénomène .....	103
VI.5.1.	Première phase .....	103
VI.5.2.	Deuxième phase .....	103
VI.5.3.	Troisième phase .....	103
VI.5.4.	Quatrième phase .....	104
VI.6	Moyens de protection contre le coup de bélier .....	104
VI.6.1.	Vanne à fermeture lente .....	105
VI.6.2.	Cheminée d’équilibre .....	105
VI.6.3.	Soupape de décharge .....	105
VI.6.4.	Volant d’inertie .....	105

VI.6.5.	Réservoirs d'air .....	105
VI.7.	Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier .....	106
VI.7.1.	Calcul de la valeur du coup de bélier .....	106
VI.7.2.	Calcul de la célérité d'onde .....	106
VI.7.3.	Calcul du volume du réservoir d'air .....	107
VI.8.	Protection du tronçon A (SP-Réservoir d'Ouled Moussa) .....	108
VI.9.	Protection du tronçon B (SP-Réservoir tampon) .....	109
VI.10.	Protection des conduites gravitaires contre le coup de bélier : .....	111
VI.10.1.	Cas d'une fermeture rapide : .....	111
VI.10.2.	Cas d'une fermeture lente : .....	112
VI.11.	Quelques recommandations pour prévenir le coup de bélier [8] : .....	114
VI.12.	Conclusion : .....	114

### **Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires**

VII.1.	Introduction : .....	115
VII.2.	Pose de canalisation : .....	115
VII.2.1.	Principe de pose de canalisation : .....	115
VII.2.2.	Différents types de pose de canalisation : .....	117
VII.2.3.	Stabilisation des conduites : .....	123
VII.2.4.	Pièces spéciales et accessoires : .....	124
VII.3.	Conclusion .....	130

### **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

VIII.1.	Introduction .....	131
VIII.2.	Différents travaux à entreprendre .....	131
VIII.2.1.	Travaux concernant l'adduction .....	131
VIII.2.2.	Travaux concernant la station de pompage .....	131
VIII.2.3.	Travaux concernant les réservoirs .....	132
VIII.3.	Définitions des engins de terrassement utilisés .....	133

VIII.3.1.	Pelle hydraulique .....	133
VIII.3.2.	Bulldozer .....	134
VIII.3.1.	Chargeur .....	134
VIII.3.2.	Compacteur (vibrateur de sol) .....	135
VIII.4.	Calcul des volumes des travaux .....	135
VIII.4.1.	Volumes des travaux de la conduite d'adduction .....	136
VIII.4.1.	Volumes des travaux des réservoirs .....	138
VIII.4.3.	Volumes des travaux des réservoirs .....	140
VIII.5.	Calcul des coûts des travaux .....	146
VIII.6.	Planification des travaux .....	150
VIII.6.1.	Définition ses tâches et leurs durées .....	150
VIII.7.	La planification des taches par la méthode (CPM) .....	154
VIII.7.1.	La réalisation de la conduite d'adduction .....	155
VIII.7.2.	La réalisation de la station de pompage .....	157
VIII.7.3.	La réalisation des réservoirs .....	158
VIII.8.	Causes et accidents de travail dans un chantier hydraulique : .....	159
VIII.8.1.	Facteurs humains .....	159
VIII.8.2.	Factures matériels .....	159
VIII.9.	Masures préventives pour éviter les causes des accidents .....	160
VIII.9.1.	Protection individuelle .....	160
VIII.9.2.	Protection collective .....	160
VIII.9.3.	Autre protections .....	160
VIII.10.	Conclusion .....	161
	Conclusion générale .....	162

## Liste des tableaux

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Volume disponible de chaque ressource. ....	5
Tableau I-2: Répartition de la population en 2008. ....	6

### Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Tableau II-1 : Répartition de la population à l'horizon de 2051.....	7
Tableau II-2: Normes de consommation domestique. ....	9
Tableau II-3 : Besoins en eau domestique de la zone d'étude.....	10
Tableau II-4: Tableau récapitulatif des besoins scolaire.....	11
Tableau II-5: Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	12
Tableau II-6 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	13
Tableau II-7 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	14
Tableau II-8 : Récapitulatif des calculs. ....	15
Tableau II-9 : Récapitulatif de calcul des débits journaliers.....	17
Tableau II-10 : Coefficients de répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants....	18
Tableau II-11 : variation du débit horaire pour la commune de Ouled Moussa.....	19
Tableau II-12 : variation du débit horaire pour la commune de Larbatache. ....	21
Tableau II-13 : variation du débit horaire pour la commune de Kharrouba. ....	23
Tableau II-14: variation du débit horaire pour la commune de Hammedi. ....	25
Tableau II-15: variation du débit horaire pour la commune de Khemis EL Khechna.....	27
Tableau II-16 : variation du débit horaire pour la commune de Ouled Haddadj. ....	29

### Chapitre III : Les réservoirs :

Tableau III-1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Hammedi. ....	40
Tableau III-2: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ouled Heddadj.....	41
Tableau III-3 : Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ouled Moussa. ....	42
Tableau III-4: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Kharrouba. ....	43
Tableau III-5: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Larbatache. ....	44
Tableau III-6: Evaluation du volume résiduel du réservoir de Khemis El Khechna. ....	45
Tableau III-7 : les réservoirs existants et leur états actuelles [DRE Boumerdès].....	46
Tableau III-8: Récapitulatif des capacités des réservoirs existants et à projeter. ....	47
Tableau III 9 : les dimensions des réservoirs à projeter.....	49
Tableau III-10: les dimensions de réservoir tampon.....	50

Tableau III-11: les dimensions de réservoir tampon.....	51
Tableau III-12 : Les côte des différents réservoirs existants et à projeter. ....	52

#### **Chapitre IV : Etude d'adduction :**

Tableau IV-1: Caractéristiques des matériaux :.....	65
Tableau IV-2: variation journalière des tarifs de l'énergie. ....	69
Tableau IV-3: Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction. ....	71
Tableau IV-4: Calcul des diamètres avantageux pour les tronçons gravitaires. ....	72
Tableau IV-5: les vitesses et les pertes de charge pour les tronçons gravitaires. ....	72
Tableau IV-6: Caractéristiques du tronçon SP1- R.Ouled Moussa. ....	73
Tableau IV-7: Les frais d'investissement du tronçon SP 1 – Réservoirs de Ouled Moussa. ....	73
Tableau IV-8: Calcul de l'HMT. ....	74
Tableau IV-9 : Les frais d'exploitation de la station de pompage. ....	75
Tableau IV-10: calcul du bilan. ....	76
Tableau IV-11: Caractéristiques du tronçon SP- Réservoir tampon.....	77
Tableau IV-12: Les frais d'investissement du tronçon SP – Réservoirs tampon: ....	78
Tableau IV-13: Calcul de l'HMT. ....	78
Tableau IV-14 : Les frais d'exploitation de la station de pompage. ....	79
Tableau IV-15: calcul du bilan. ....	80

#### **Chapitre V : Etude du pompage :**

Tableau V-1: Caractéristiques du Tronçon A. ....	90
Tableau V-2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre. ....	90
Tableau V-3: Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement (SP- R. Ouled Moussa). ....	92
Tableau V-4: Caractéristiques du tronçon B.....	93
Tableau V-2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre. ....	93
Tableau V-3: Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement (SP- Réservoir tampon). ....	95
Tableau V-4: Pression atmosphérique en fonction de la côte. ....	99
Tableau V-5 : Pression de vapeur en fonction de la température. ....	99
Tableau VI-1: Les caractéristiques de l'adduction par refoulement. ....	108
Tableau VI-2: résultats de calcule (volume de réservoir d'air). ....	109

#### **Chapitre VI : Protection de la conduite contre le coup de bélier**

Tableau VI-3: Les caractéristiques de l'adduction par refoulement. ....	109
Tableau VI-4: résultats de calcule (volume de réservoir d'air). ....	110
Tableau VI-5: calcul du temps de retour (Tr). ....	113

## Chapitre VIII : Organisation de chantier

Tableau VIII-1: Volumes des travaux de l'adduction.....	137
Tableau VIII-2: Volume du béton armé.....	139
Tableau VIII-3: Volume des travaux SP.....	140
Tableau VIII-4 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres. .....	141
Tableau VIII-5 : Calcul des volumes du tout-venant.....	141
Tableau VIII-6: Calcul des volumes du béton de propreté. ....	142
Tableau VIII-7: Calcul du volume du béton armé. ....	143
Tableau VIII-8: Calcul du volume du béton armé pour les coupoles. ....	144
Tableau VIII-9: Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvres : .....	144
Tableau VIII-10 : Calcul du volume du remblai compacté. ....	145
Tableau VIII-11: Devis quantitatif et estimatif des travaux de la conduite d'adduction.....	146
Tableau VIII-12 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de la station de pompage.....	147
Tableau VIII-13: Devis quantitatif et estimatif des travaux des réservoirs. ....	149
Tableau VIII-14 : récapitulatif du devis estimatif du projet. ....	150
Tableau VIII-15 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction. ....	151
Tableau VIII-16: Temps de réalisation des opérations de la station de pompage. ....	153
Tableau VIII-17 : Temps de réalisation des réservoirs.....	154
Tableau VIII-18: Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération du lot 01.....	155
Tableau VIII-19: Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération du lot 02.....	157
Tableau VIII-20 : Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération du lot 03.....	158

## Liste des figures

### Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

- Figure I-1: Image satellitaire de la zone d'étude [Google Earth, Mars 2021]. .....2  
Figure I-2 : Situation administratif de la wilaya de Boumerdès [Source : Cite web W.de Boumerdès]4

### Chapitre II :Estimation des besoins en eau

- Figure II-1 : Histogramme de l'évolution de la population de la zone d'étude. ....8  
Figure II-2 : Histogramme de la consommation horaire.....20  
Figure II-3 : la courbe intégrale de la consommation totale .....20  
Figure II-4: Histogramme de la consommation horaire.....22  
Figure II-5 : la courbe intégrale de la consommation totale. ....22  
Figure II-6 : Histogramme de la consommation horaire.....24  
Figure II-7: la courbe intégrale de la consommation totale .....24  
Figure II-8:Histogramme de la consommation horaire.....26  
Figure II-9 : la courbe intégrale de la consommation totale .....26  
Figure II-10: Histogramme de la consommation horaire.....28  
Figure II-11 : la courbe intégrale de la consommation totale. ....28  
Figure II-12: Histogramme de la consommation horaire.....30  
Figure II-13: la courbe intégrale de la consommation totale. ....30

### Chapitre III : Les réservoirs :

- Figure III-1: Courbe apport-consommation.....39

### Chapitre IV : Etude d'adduction :

- Figure IV-1: Schéma vertical de la variante A. ....59  
Figure IV-2: Schéma vertical de la variante B.....61  
Figure IV-3: Schéma vertical de la variante C.....63  
Figure IV-4: Courbe d'optimisation de la conduite de refoulement (Tronçon SP- R.Ouled Moussa).  
.....77  
Figure IV-5: Courbe d'optimisation de la conduite de refoulement (Tronçon SP- R.tampon). .....80

### Chapitre V :Etude du pompage :

- Figure V-1:Courbe caractéristique de deux pompes en série. ....84  
Figure V-2: Courbe caractéristique de deux pompes en parallèle. ....84  
Figure V-3: les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....86  
Figure V-4: Point de fonctionnement d'une pompe. ....88

Figure V-5: La courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-R.Ouled Moussa). .....	92
Figure V-6: La courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-Réservoir tampon).....	96
Figure V-7: vue en plan du bâtiment de la station de pompage.....	97

### **Chapitre VI : Protection de la conduite contre le coup de bélier**

Figure VI-1: Etapes d'un cycle de variation de pression.....	104
Figure VI-2: Schéma d'installation du réservoir d'air.....	111

### **Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires**

Figure VII-1: Pose de canalisation (guides de pose des canalisations, STRPE). .....	116
Figure VII-2: Pose de canalisation dans un terrain peu consistant [guide de pose des canalisations STRPE]. .....	117
Figure VII-3 : Pose de canalisations en galerie [guide de pose des canalisations, STRPE].....	118
Figure VII-4: Pose de canalisations en pente.....	119
Figure VII-5 ;Traversée d'une route au moyen d'une gaine.....	119
Figure VII-6 : Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton. ....	120
Figure VII-7: Pose de canalisation à la traversée d'une rivière. ....	120
Figure VII-8: Pose à proximité d'une conduite d'assainissement. ....	121
Figure VII-9: Fonçage horizontal. ....	122
Figure VII-10 : Fonçage horizontal. ....	123
Figure VII-11: Schéma d'installation de quelques butées. ....	124
Figure VII-12: Vanne à opercule. ....	125
Figure VII-13: Vanne à papillons. ....	125
Figure VII-14: Ventouse. ....	126
Figure VII-15: Clapet anti-retour.....	127
Figure VII-16: Régulateur de pression. ....	127
Figure VII-17 : Les différents types des débitmètres.....	128
Figure VII-18: Débitmètre électromagnétique.....	128
Figure VII-19: Manomètre à aiguilles. ....	129

### **Chapitre VIII : Organisation de chantier**

Figure VIII-1: Pelle hydraulique.....	133
Figure VIII-2: Bulldozer. ....	134
Figure VIII-3: Chargeur.....	135
Figure VIII-4 : Rouleau lisse. ....	135
Figure VIII-5 : Le réseau à nœud du Lot-01.....	156



Figure VIII-6 : Le réseau à nœud du Lot-02.....	157
Figure VIII-7 : Réseau à nœud du Lot-03.....	158
Figure VIII-8: Equipements de protection individuelle.....	160

## **Liste des planches**

**Planche 01** : Tracé en plan de l'adduction projetée.

**Planche 02** : Profils en long des conduites gravitaires (STE. Boudouaou-Station de pompage).

**Planche 03** : Profils en long des conduites de refoulement.

**Planche 04** : Profils en long des conduites gravitaires (Réservoir tampon- Réservoirs terminaux).



# **Introduction générale**

## Introduction générale

Dès la plus haute antiquité jusqu'à l'époque moderne, l'homme n'a jamais cessé de voir en l'eau une de ses préoccupations fondamentales.

Vue l'expansion démographique et l'amélioration du niveau de vie dans notre pays, la demande en eau est devenue de plus en plus importante, la question de la disponibilité et d'accès à l'eau est un des problèmes majeurs auxquels beaucoup de communes souffrent de problème de distribution en eau potable, et leurs besoins se retrouvent parfois non satisfaits.

En Algérie, le secteur de l'eau fait l'objet d'une attention particulière de la part des pouvoirs publics qui lui consacrent des moyens de plus en plus importants.

A cet effet, la direction d'hydraulique de la wilaya de Boumerdès a estimé nécessaire d'envisager l'alimentation en eau potable de la zone d'étude à partir du barrage de Keddara pour remédier aux différents problèmes existant en matière d'eau.

L'objectif essentiel de notre travail est d'une adduction à partir du barrage Keddara pour l'alimentation en eau potable des villes (Hammedi, Ouled Haddadj, Ouled Moussa, Kharrouba, Larbatache, et Khemis El Khechna) wilaya de Boumerdès.

Cette étude est organisée en huit chapitres :

- D'abord, nous avons commencé par une étude de reconnaissance de la zone d'étude.
- L'estimation des besoins en eau de notre zone d'étude dans le deuxième chapitre.
- L'étude des réservoirs dans le chapitre trois.
- Ensuite, nous avons effectué une étude technico-économique et dimensionner les conduites d'adduction et cela dans le chapitre quatre.
- Dans le cinquième chapitre, nous avons déterminé le type de pompe, adapté à l'usage de notre projet, qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés.
- Le chapitre six est consacré à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier et envisager des protections anti bélier pour les tronçons concernés.
- Dans la septième partie nous avons illustré les normes de réalisation et d'exploitation de ce projet, afin d'assurer son bon fonctionnement, et de prolonger sa durée de vie à l'horizon 2051.
- Dans la dernière partie, nous avons calculé les volumes des différentes prestations, en faisant une étude quantitative et estimative des travaux, et pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet, nous avons entrepris une planification des travaux en déterminant les délais, et les engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes de réalisation.
- Et nous avons terminé notre travail par une conclusion générale



**Chapitre I :**

**Présentation de la zone d'étude.**

## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

### I.1. Introduction

Pour l'élaboration d'une étude d'alimentation en eau potable, il faut d'abord connaître toutes les caractéristiques de la zone d'étude, du point de vue géographique, climatologique, géologique et la situation hydraulique actuelle de la zone, qui nous permettons de mener à bien notre travail.

Le but de ce chapitre est de faire une présentation générale de la zone d'étude.

### I.2. Description générale de zone d'étude

La zone d'étude est située dans le sud-ouest de la wilaya de Boumerdès, elle s'étend du point de départ qui est la station de traitement de Boudouaou jusqu'à la zone sud-ouest de la willaya Boumerdès.

Les localités touchées par ce présent projet sont :

- Daïra de Khemis El Khechna qui comprend les communes suivantes :
  - ✓ Commune de Ouled Moussa.
  - ✓ Commune de Khemis El Khechna.
  - ✓ Commune de Larbatache
  - ✓ Commune de Hammedi.
- Une partie de la daïra de Boudouaou qui comprend les communes :
  - ✓ Commune de Kharrouba.
  - ✓ Commune de Ouled Heddadj



Figure I-1: Image satellitaire de la zone d'étude [Google Earth, Mars 2021].

### I.3. Situation géographique

Les six localités de la zone d'étude sont délimitées comme suit :

- **Ouled Moussa**
  - La commune de Ouled Heddadj au nord.
  - Les communes de Kharrouba et Larbatache au sud.
  - La commune de Boudouaou à l'est.
  - La commune de Khemis El Khechna à l'ouest.
- **Khemis El Khechna**
  - La commune de Hammedi au nord.
  - La commune de Larbatache au sud.
  - La commune de Ouled Moussa à l'est.
  - Wilaya de Blida à l'ouest.
- **Larbatache**
  - La commune de Ouled Moussa au nord.
  - La wilaya de Bouira au sud.
  - La commune de Kharrouba à l'est.
  - La commune de Khemis El Khechna à l'ouest.
- **Hammedi**
  - La wilaya d'Alger au nord.
  - La commune de Khemis El Khechna au sud et l'est.
  - La wilaya de Blida à l'ouest.
- **Kharrouba**
  - Les communes de Ouled Moussa et Boudouaou au nord.
  - La wilaya de Bouira au sud.
  - La commune de Keddara à l'est.
  - La commune de Larbatache à l'ouest
- **Ouled Heddadj**
  - La wilaya d'Alger au nord.
  - La commune de Ouled Moussa au sud.
  - La commune de Khemis El Khechna à l'est.
  - La commune de Boudouaou à l'ouest.



**Figure I-2 :** Situation administratif de la wilaya de Boumerdès [Source : Cite web W.de Boumerdès]

## I.4. Situation climatologique

### I.4.1. Climat et pluviométrie

La zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen, l'hivers froids et humide, et l'étés chauds et secs. La pluviométrie est irrégulière en variant entre 500 et 1300 mm/an. la pluie moyenne inter annuelle, observé dans la zone d'étude est de l'ordre de 680 mm, réparti sur deux saisons bien distinctes :

- **Une saison pluvieuse et humide** : regroupant neuf mois, de Septembre à Mai, dont la plupart des précipitations se produit dans Décembre avec une précipitation moyenne de 111 mm.
- **Une saison sèche** : qui débute au mois du Juin et s'achève à la fin du mois d'Aout, c'est la période la plus sèche de l'année durant laquelle la zone d'étude ne reçoit qu'une moyenne de 16 mm, soit 3% de la somme annuelle.

### I.4.2. Température

La température moyenne annuelle de la willaya de Boumerdès est 22°C. le mois le plus chaud de l'année est Juillet, avec une température moyenne de 30°C, Janvier est le mois le plus froid 14°C.

## I.5. Séismicité

Boumerdès se situe dans le nord de l'Algérie, sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie, Le risque sismique dans cette région est donc élevé et très important, et elle appartient à la zone de degré 6 selon la classification de l'institut de la météorologie et physique.



## I.6. Situation hydraulique

La nappe de Mitidja s'étend de Boudouaou jusqu'à Hajout (Tipaza), elle est exploitée pour la population des wilayas de Boumerdès, Alger, et de Tipaza pour satisfaire les besoins en alimentation en eau potable, l'irrigation de terres agricoles, et l'industrie.

Notre zone d'étude est située dans le bassin d'alimentation du champ de captage de Mitidja, qui alimente actuellement la zone sud-ouest de Boumerdès.

Selon une analyse des données de la consommation actuelle de l'eau souterraine qui a été faite par la direction des ressources en eaux de la wilaya de Boumerdès et les services de SEAAL et l'ADE concernés, l'eau souterraine est déjà surexploitée, il n'y a pas donc une ressource en eau souterraine pour ce présent projet.

Dans cette présente étude, la zone sera alimentée en eau potable principalement à partir du barrage Keddara qui a une capacité de 142 millions m<sup>3</sup>, ce dernier est alimenté par les apports des oueds Keddara et El Haad (appelé oued Boudouaou) et par la galerie de transfert provenant de la retenue El Hamiz, comme il est alimenté aussi par pompages depuis le barrage de Beni Amrane d'une capacité de 12 Millions m<sup>3</sup>, approvisionné par l'oued Isser.

Sachant que les eaux du barrage Keddara sont traités dans la station de traitement des eaux de Boudouaou on peut mobiliser d'autre ressource comme suit :

- Production à partir du barrage Keddara qui est considéré comme la source principale de STE Boudouaou avec une capacité de 540 000 m<sup>3</sup>/j.
- Production à partir du barrage Taksebt (transfère SPET) avec une exploitation maximale qui peut atteindre à 605 000 m<sup>3</sup>/j.

Les volumes disponibles de chaque ressource figurent dans le tableau suivant :

**Tableau I-1** : Volume disponible de chaque ressource.

Désignation	Capacité (m <sup>3</sup> /j)	Volume produit (m <sup>3</sup> /j)	Volume disponible (m <sup>3</sup> /j)
STE- Boudouaou	540 000	310 000	230 000
STE-Taksebt	605 000	468 000	137 000
<b>Totale</b>			<b>367 000 (m<sup>3</sup>/j)</b>

Source : SEAAL 2016

Le volume disponible pour ce projet se compte 367 000 m<sup>3</sup>/j, si on prend en considération le volume disponible de la STE-Taksebt.

## I.7. Situation topographique

Le point de départ (station de traitement des eaux de Boudouaou) s'avère situer dans une altitude relativement modérée (côte 80 m) par rapport aux autres zones de l'aire d'étude (côte 20-240 m), donc du point de vue géomorphologique, on distingue deux grandes ensemble :

- Le premier ensemble est constitué par la plaine orientale de la Mitidja (Hammedi, Ouled Heddadj, une partie de Khemis El Khechna et de Larbatache et de Ouled Moussa).
- Le deuxième ensemble est constitué d'une zone montagneuse (Kharrouba, le sud de Khemis El Khechna, Larbatache et de Ouled Moussa).

### I.8. Situation démographique

La population totale des six communes de la zone d'étude est estimée à 223 092 habitants en 2008 avec un taux d'accroissement moyen égale à 2.7%, et elle est répartie comme suit :

**Tableau I-2:** Répartition de la population en 2008.

N°	Communes	Nombre d'habitants en 2008 (habitants)
1	Ouled Moussa	45 770
2	Larbatache	19 356
3	Kharrouba	10 885
4	Hammedi	40 546
5	Khemis EL Khechna	75 962
6	Ouled Heddadj	30 573
<b>Totale</b>		<b>223 092</b>

Source : PDAU W. Boumerdès 2008.

### I.9. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes caractéristiques de la zone d'étude, nous avons décrit la situation climatologique, hydraulique, topographique et démographique.

Ses différentes informations sont les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est dimensionnement d'une conduite d'adduction alimentant les villes (Hammedi, Ouled Heddadj, Ouled Moussa, Kharrouba, Larbatache, et Khemis El Khechna) à partir du barrage de Keddara wilaya de Boumerdès.



**CHAPITRE II :**  
**ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

## Chapitre II : Estimation des besoins en eau

### II.1. Introduction

La consommation d'eau d'une agglomération varie en fonction de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, pour cela avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommations (consommation domestique, consommation d'autres usages), et c'est le but de ce chapitre.

### II.2. Evolution de la population à l'horizon d'étude

Dans le cadre de cette présente étude, on évalue la population future selon les données existant de la population de 2008. D'après ces données, le taux d'accroissement moyen de la wilaya de Boumerdès est de 2.7%, la population par localités est calculée par rapport à l'horizon 2051 par la relation suivante :

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

$P_n$  : population à l'horizon de calcul (2051).

$P_0$  : population à l'année de recensement 2008.

$a$  : taux d'accroissement démographique  $\tau = 2.7\%$ .

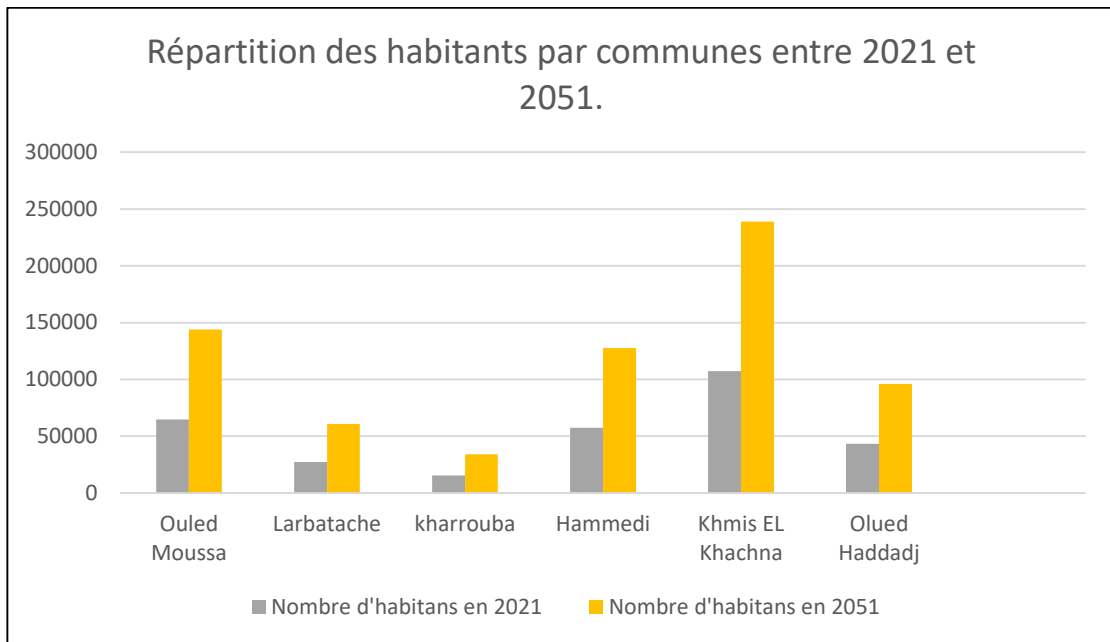
$n$  : nombre d'années séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (43 ans).

**Tableau II-1** : Répartition de la population à l'horizon de 2051.

Numéro	Communes	Nombre d'habitants en 2008	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitants en 2021	Nombre d'habitants en 2051
1	Ouled Moussa	45770	2.7	64714	143916
2	Larbatache	19356	2.7	27367	60862
3	Kharrouba	10855	2.7	15348	34132
4	Hammedi	40546	2.7	57328	127490
5	Khemis EL Khechna	75962	2.7	107402	238850
6	Ouled Heddadj	30573	2.7	43227	96132
-	<b>Totale</b>	<b>223062</b>	-	<b>315385</b>	<b>701382</b>

Source : PDAU W. Boumerdès

L'évolution de la population au niveau de la zone d'étude est représentée dans la figure II.1.



**Figure II-1 :** Histogramme de l'évolution de la population de la zone d'étude.

### II.3. Estimation des besoins en eau potable

Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération, les catégories qu'on va prendre en considération dans cette présente étude sont :

- Les besoins en eau domestiques.
- Les besoins en eau pour d'autres usages (besoin administratifs, scolaires, sanitaires, et socioculturelles).

**Remarque :** les besoins des grandes industries ne sont pas pris en considération, ils sont alimentés séparément.

#### II.3.1. Besoin en eau domestique [1]

La consommation moyenne journalière domestique est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{dom} = \sum_i^n \frac{N_i * D_i}{1000} \quad (II.2)$$

$Q_{dom}$  : la consommation domestique moyenne journalière en m<sup>3</sup>/j.

$N_i$  : nombre d'habitants.

$D_i$  : la dotation moyenne journalière en L/jours/habitant.

**II.3.1.1 La dotation moyenne journalière [1]**

C'est une quantité d'eau moyenne journalière nécessaire à l'alimentation d'une agglomération, généralement estimée en litre par habitant et par 24 heures. La dotation moyenne par habitant est répartie comme suit :

**Tableau II-2:** Normes de consommation domestique.

Nombre d'habitants	Dotation moyenne
De 5 000 à 20 000 habitants	150 à 200 l/hab/j
De 20 000 à 100 000 habitants	200 à 300 l/hab/j
Plus de 100 000 habitants	300 à 400 l/hab/j

Source : polycopie Pr B. Salah 2014.

Les valeurs se trouvant dans le tableau (II.2) sont idéales et théoriques, mais dans la pratique les ressources existantes ne permettent pas d'assurer des grandes dotations, pour notre projet les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 180 l/hab/j (Source : ADE de la wilaya de Boumerdès).

**II.3.1.2 Evaluation des besoins en eau domestique à l'horizon de 2051 :**

Les besoins domestique de toutes les communes sont estimés dans le tableau suivant :

**Tableau II-3** : Besoins en eau domestique de la zone d'étude.

Numéro	Communes	Nombre d'habitants en 2051	Dotation (l/hab/j)	Besoins en eau domestique en m <sup>3</sup> /j
1	Ouled Moussa	143916	180	25904.88
2	Larbatache	60862	180	10955.12
3	Kharrouba	34132	180	6143.76
4	Hammedi	127490	180	22948.25
5	Khemis EL Khechna	238850	180	42993.02
6	Ouled Heddadj	96132	180	17303.73
<b>Totale</b>		<b>701382</b>	<b>-</b>	<b>126248.76</b>

### II.3.2. Les besoins en eau d'autres usages [1]

Les autres usages désignent conventionnellement la consommation des établissements administratifs, scolaires, sanitaires, et socioculturelles, et le choix de la dotation varie en fonction du besoin de ces équipements.

Les différents équipements publics existants et à projeter au niveau de la zone d'étude fournis par les services techniques de chaque commune sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau II-4:** Tableau récapitulatif des besoins scolaire.

Communes	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves)	Dotation l/élève/j	Qmoyj m <sup>3</sup> /j
Ouled Moussa	Ecoles primaires	15	6374	15	95.61
	CEM	3	3651	15	54.76
	Lycées	2	1526	15	22.89
	Crèche	1	120	15	1.8
	CFPA	2	430	15	6.45
Larbatache	Ecoles primaires	8	3390	15	50.85
	CEM	2	2046	15	30.69
	Lycées	1	721	15	10.81
Kharrouba	Ecoles primaires	5	1982	15	29.73
	CEM	2	1358	15	20.37
	Lycées	1	495	15	7.425
	CFPA	1	120	15	1.8
Hammedi	Ecoles primaires	12	5376	15	80.64
	CEM	4	2890	15	43.35
	Lycées	1	863	15	12.94
Khemis EL Khechna	Ecoles primaires	27	8971	15	134.56
	CEM	8	5086	15	76.29
	Lycées	3	2307	15	34.605
	Crèche	1	150	15	2.25
	CFPA	2	575	15	8.62
Ouled Haddadj	Ecoles primaires	8	3580	15	53.7
	CEM	2	2350	15	35.25
	Lycées	1	814	15	12.21
<b>Totale</b>					<b>827.62</b>

Source : PDAU W. Boumerdès



**Tableau II-5:** Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

Communes	Equipements	Nombre	Unité	Effectifs (employé)	Dotation (l/ Unité /j)	Qmoyj m <sup>3</sup> /j
Ouled Moussa	APC	1	Employé	73	15	1.095
	CNAS	1	Employé	21	15	0.315
	ANEM	1	Employé	26	15	0.39
	Bureau de poste	2	Employé	47	15	0.705
	Gendarmerie	1	Agent	60	50	3
	Police	1	Agent	36	50	1.8
	BMPJ	1	Agent	45	50	2.25
Larbatache	APC	1	Employé	76	15	1.14
	Bureau de poste	1	Employé	23	15	0.345
	Gendarmerie	2	Agent	110	50	5.5
	Police	1	Agent	32	50	1.6
Kharrouba	APC	1	Employé	61	15	0.915
	Bureau de poste	1	Employé	18	15	0.27
	Gendarmerie	1	Agent	50	50	2.5
Hammedi	APC	1	Employé	91	15	1.365
	Bureau de poste	2	Employé	35	15	0.525
	Gendarmerie	1	Agent	60	50	3
	Police	1	Agent	40	50	2
Khemis EL Khechna	Daïra	1	Employé	134	15	2.01
	APC	1	Employé	86	15	1.29
	Tribunal	1	Employé	68	15	1.02
	Bureau de poste	3	Employé	63	15	0.945
	Subdivisions techniques	3	Employé	27	15	0.405
	CNAS	1	Employé	28	15	0.42
	Recette des impôts	1	Employé	17	15	0.255
	Gendarmerie	2	Agent	130	50	6.5
	protection civile	1	Unité	-	2500	2.5
	police	2	Agent	90	50	4.5
Ouled Haddadj	APC	1	Employé	81	15	1.215
	Bureau de poste	1	Employé	21	15	0.315
	Gendarmerie	1	Agent	65	50	3.25
	Police	1	Agent	42	50	2.1
<b>Totale</b>						<b>77.94</b>

Source : PDAU W. Boumerdès

**Tableau II-6** : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

Communes	Equipements	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/ Unité /j)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
Ouled Moussa	Polyclinique	1	Patients	150	15	2.25
	Salle de soins	2	Patients	80	15	1.2
	Maternité	1	lits	25	500	12.5
Larbatache	Polyclinique	1	Patients	100	15	1.5
	Salle de soins	2	Patients	70	15	1.05
	Maternité	1	lits	20	500	10
Kharrouba	Polyclinique	1	Patients	80	15	1.2
	Salle de soin	2	Patients	45	15	0.675
Hammedi	Polyclinique	1	Patients	120	15	1.8
	Salle de soins	6	Patients	140	15	2.1
Khemis EL Khechna	Hôpital	1	lits	60	400	24
	Centre médicale	1	Patients	200	15	3
	Salles de soins	5	Patients	135	15	2.025
	Maternité	1	Lit	35	500	17.5
	Centre de rééducation	1	Patient	40	15	0.6
	Laboratoire d'analyse	1	Patient	60	15	0.9
Ouled Haddadj	Polyclinique	1	Patient	80	15	1.2
	Salle de soin	3	Patient	65	15	0.975
<b>Totale</b>						<b>84.475</b>

Source : PDAU W. Boumerdès

**Tableau II-7** : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Localités	Equipements	Nombre	Unité	Nombre	Dotation (l/ Unité /j)	Qmoyj (m <sup>3</sup> /j)
Ouled Moussa	Mosquées	8	Fidèle	6250	15	93.75
	Stade	1	Vestiaire	16	25	0.4
	Salle O.M.S	1	Vestiaire	12	25	0.3
	Maison de jeune	1	Adhérent	90	15	1.35
	Marché couvert	2	m2	1800	5	9
	Aires de jeux	4	m2	3400	5	17
	Bibliothèque	1	Adhérent	100	15	1.5
Larbatache	Mosquées	4	Fidèle	3400	15	51
	Bibliothèque	1	Adhérent	80	15	1.2
	stade	1	Vestiaire	16	25	0.4
	06 Aires de jeux	6	m2	4800	5	24
Kharrouba	06 mosquée	6	Fidèle	2870	15	43.05
	stade	1	Vestiaire	12	25	0.3
	marché de gros	1	m2	6000	5	30
Hammedi	09 mosquées	9	Fidèle	8850	15	132.75
	maison de jeune	1	Adhérent	70	15	1.05
	marché couvert	1	m2	800	5	4
	stade	1	Vestiaire	16	25	0.4
	08 Aires de jeux	8	m2	6400	5	32
Khemis EL Khechna	12 mosquées	12	Fidèle	9520	15	142.8
	stade communale	1	Vestiaire	22	25	0.55
			m2	7000	5	35
	Salle O.M.S	1	Vestiaire	16	25	0.4
	07 Aires de Jeux	7	m2	5200	5	26
	marché de gros	1	m2	7500	5	37.5
	marché couvert	1	m2	900	5	4.5
maison de jeune	1	Adhérent	150	15	2.25	
Ouled Haddadj	05 mosquées	5	Fidèle	3350	15	50.25
	marché couvert	1	m2	850	5	4.25
	Salle O.M.S	1	Vestiaire	12	25	0.3
	05 Aires de jeux	5	m2	3800	5	19
	stade	1	Vestiaire	16	25	0.4
<b>Totale</b>						<b>766.65</b>

Source : PDAU W. Boumerdès

### II.3.3. Le débit moyen journalier totale

Il faut prendre en compte les fuites et le gaspillage dans les réseaux de distributions, donc on adopte une majoration de 12 % [1].

$$Q_{moy.j} = 1.12 * (Q_{dom} + Q_{équi}) \quad (II.3)$$

$Q_{moy.j}$  : Le débit moyen journalier totale ( $m^3/j$ ).

$Q_{dom}$  : Le débit moyen journalier domestique ( $m^3/j$ ).

$Q_{équi}$  : Le débit moyen journalier des équipements (autre usages) ( $m^3/j$ ).

$Q_{pertes}$  : le débit des pertes ( $m^3/j$ ).

**Tableau II-8** : Récapitulatif des calculs.

Communes	Besoins en eau domestique ( $m^3/j$ )	Besoins en eau des autre usages ( $m^3/j$ )	Débit moyen journ ( $m^3/j$ )
Ouled Moussa	25904.88	330.32	29383.42
Larbatache	10955.12	240.94	12539.59
Kharrouba	6143.76	138.24	7035.83
Hammedi	22948.25	317.93	26058.12
Khemis EL Khechna	42993.02	595.71	48819.37
Ouled Heddadj	17303.73	184.42	19586.72
<b>Totale</b>	<b>126248.76</b>	<b>1807.54</b>	<b>143423.1</b>

## II.4. Variation de la consommation maximale et minimale journalier [1]

### II.4.1. Consommation maximale journalière

On admet que la consommation maximale journalière est la consommation de la journée la plus chargée durant l'année, le débit maximum journalier est caractérisé par un coefficient d'irrégularité journalière maximum et il est noté par  $K_{max.j}$ , il varie entre 1.1 et 1.3, dans notre cas on prendra la valeur moyenne  $K_{max.j} = 1.2$ .

Le débit maximum journalier est donné par :

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

$Q_{max.j}$  : débit maximum journalier en m<sup>3</sup>/j.

$Q_{moy.j}$  : débit moyen journalier en m<sup>3</sup>/j.

$K_{max.j}$  : un coefficient d'irrégularité journalière maximum.

#### II.4.2. Consommation minimale journalière

La consommation minimale journalière est la consommation de la journée la moins chargée durant l'année, le débit minimum journalier est caractérisé par un coefficient d'irrégularité journalière minimum et il est noté par  $K_{min.j}$ , il varie entre 0.7 et 0.9, dans notre cas on prendra la valeur moyenne  $K_{min.j}=0.8$ .

Le débit minimum journalier est donné par :

$$Q_{min.j} = K_{Min.j} * Q_{moy.j} \quad (II.5)$$

$Q_{min.j}$  : débit minimal journalier en m<sup>3</sup>/j.

$Q_{moy.j}$  : débit moyen journalier en m<sup>3</sup>/j.

$K_{min.j}$  : un coefficient d'irrégularité journalière minimum.

Les résultats obtenus pour le calcul du débit maximal journalier et le débit minimal journalier sont représentés dans le tableau (II.9).

**Tableau II-9** : Récapitulatif de calcul des débits journaliers.

Communes	Débit moyen journalier (m <sup>3</sup> /j)	Kmax.j	Qmax.j (m <sup>3</sup> /j)	Kmin.j	Qmin.j (m <sup>3</sup> /j)
Ouled Moussa	29 383.42	1.2	35 260.11	0.8	23 506.74
Larbatache	12 539.59	1.2	15 047.51	0.8	10 031.67
Kharrouba	7 035.83	1.2	8 443.001	0.8	5 628.668
Hammedi	26 058.12	1.2	31 269.74	0.8	20 846.49
Khemis EL Khechna	48 819.37	1.2	58 583.25	0.8	39 055.5
Ouled Heddadj	19 586.72	1.2	23 504.06	0.8	15 669.37
<b>Totale</b>	<b>143 423.06</b>	<b>-</b>	<b>172 107.7</b>	<b>-</b>	<b>114 738.4</b>

Source : PDAU W. Boumerdès

## II.5. Variation horaire de la consommation [2]

L'étude de régime de consommation de l'agglomération a pour but de connaître le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable et leurs dimensionnements.

Afin de déterminer le débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation d'une journée en fonction du nombre d'habitants représentés dans le tableau II.10.

La variation du débit horaire de chaque agglomération est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier comme suit :

**Tableau II-10** : Coefficients de répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Coefficients de répartition des débits horaires (%).				
	Moins de 10 000 habitants	De 10 001 à 50 000 habitants	De 50 001 à 100 000 habitants	Plus de 100 000 habitants	Agglomération De type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	05	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source : Alimentation en eau potable des agglomérations [SALAH.B 2014]

Les débits horaires qui représente la consommation de l'agglomération durant les différentes heures de la journée, est donné par :

$$Q_h = C_h * Q_{max.j} \quad (II.7)$$

$Q_h$  : débit horaire en m<sup>3</sup>/h.

$C_h$  : coefficients de répartition des débits horaires en (%).

$Q_{max.j}$  : débit maximum journalier en m<sup>3</sup>/j.

Puise que la zone d'étude comprend six communes, donc on doit étudier la répartition horaire du débit maximum journalier de chacune d'elle.

- **Commune de Ouled Moussa**

Le nombre d'habitant de la commune de Ouled Moussa à l'horizon de 2051 est de 143 916, donc il correspond à la quatrième colonne de tableau II.10.

**Tableau II-11** : variation du débit horaire pour la commune de Ouled Moussa.

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=35\ 260.11\ m^3/j$		Courbe de la consommation cumulé (intégrale).	
	$C_h$ (%)	$Q_h$ ( $m^3/j$ )	$C_h$ cumulé (%)	$Q_h$ cumulé ( $m^3/j$ )
0-1	3.35	1181.214	3.35	1181.214
1-2	3.25	1145.954	6.6	2327.167
2-3	3.3	1163.584	9.9	3490.751
3-4	3.2	1128.324	13.1	4619.074
4-5	3.25	1145.954	16.35	5765.028
5-6	3.4	1198.844	19.75	6963.872
6-7	3.85	1357.514	23.6	8321.386
7-8	4.45	1569.075	28.05	9890.461
8-9	5.2	1833.526	33.25	11723.99
9-10	5.05	1780.636	38.3	13504.62
10-11	4.85	1710.115	43.15	15214.74
11-12	4.6	1621.965	47.75	16836.7
12-13	4.6	1621.965	52.35	18458.67
13-14	4.55	1604.335	56.9	20063
14-15	4.75	1674.855	61.65	21737.86
15-16	4.7	1657.225	66.35	23395.08
16-17	4.65	1639.595	71	25034.68
17-18	4.35	1533.815	75.35	26568.49
18-19	4.4	1551.445	79.75	28119.94
19-20	4.3	1516.185	84.05	29636.12
20-21	4.3	1516.185	88.35	31152.31
21-22	4.2	1480.925	92.55	32633.23
22-23	3.75	1322.254	96.3	33955.49
23-24	3.7	1304.624	100	35260.11
<b>Totale</b>	<b>100</b>	<b>35 260.11</b>		



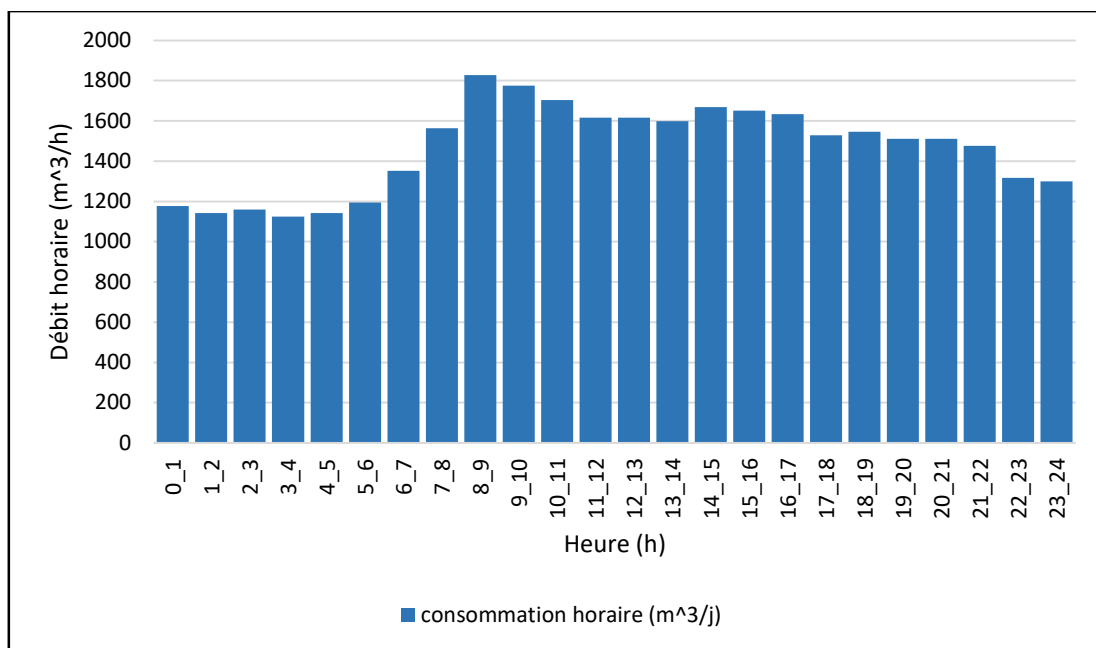


Figure II-2 : Histogramme de la consommation horaire.

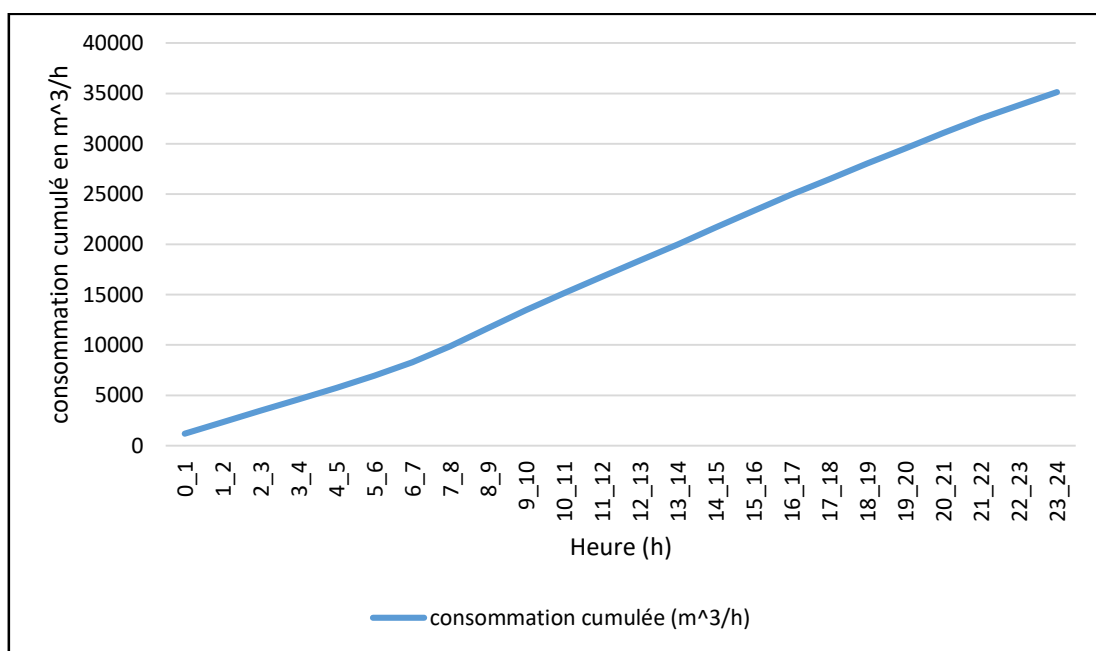


Figure II-3 : la courbe intégrale de la consommation totale

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la commune Ouled Moussa est de  $1833.52 \text{ m}^3/\text{h}$  et survient entre 8h et 9h.

- **Commune de Larbatache**

Le nombre d'habitant de la commune de Larbatache à l'horizon de 2051 est de 60 862, donc il correspond à la troisième colonne de tableau II.10.

**Tableau II-12** : variation du débit horaire pour la commune de Larbatache.

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=15\ 047.51\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulé (intégrale).	
	$C_h$ (%)	$Q_h$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$C_h$ cumulé (%)	$Q_h$ cumulé ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
0-1	3	451.43	3	451.43
1-2	3.2	481.52	6.2	932.95
2-3	2.5	376.19	8.7	1309.13
3-4	2.6	391.24	11.3	1700.37
4-5	3.5	526.66	14.8	2227.03
5-6	4.1	616.95	18.9	2843.98
6-7	4.5	677.14	23.4	3521.12
7-8	4.9	737.33	28.3	4258.45
8-9	4.9	737.33	33.2	4995.77
9-10	5.6	<b>842.66</b>	38.8	5838.43
10-11	4.8	722.28	43.6	6560.71
11-12	4.7	707.23	48.3	7267.95
12-13	4.4	662.09	52.7	7930.04
13-14	4.1	616.95	56.8	8546.99
14-15	4.2	632.00	61	9178.98
15-16	4.4	662.09	65.4	9841.07
16-17	4.3	647.04	69.7	10488.11
17-18	4.1	616.95	73.8	11105.06
18-19	4.5	677.14	78.3	11782.20
19-20	4.5	677.14	82.8	12459.34
20-21	4.5	677.14	87.3	13136.48
21-22	4.8	722.28	92.1	13858.76
22-23	4.6	692.19	96.7	14550.94
23-24	3.3	496.57	100	15047.51
<b>Totale</b>	<b>100</b>	<b>15 047.51</b>		

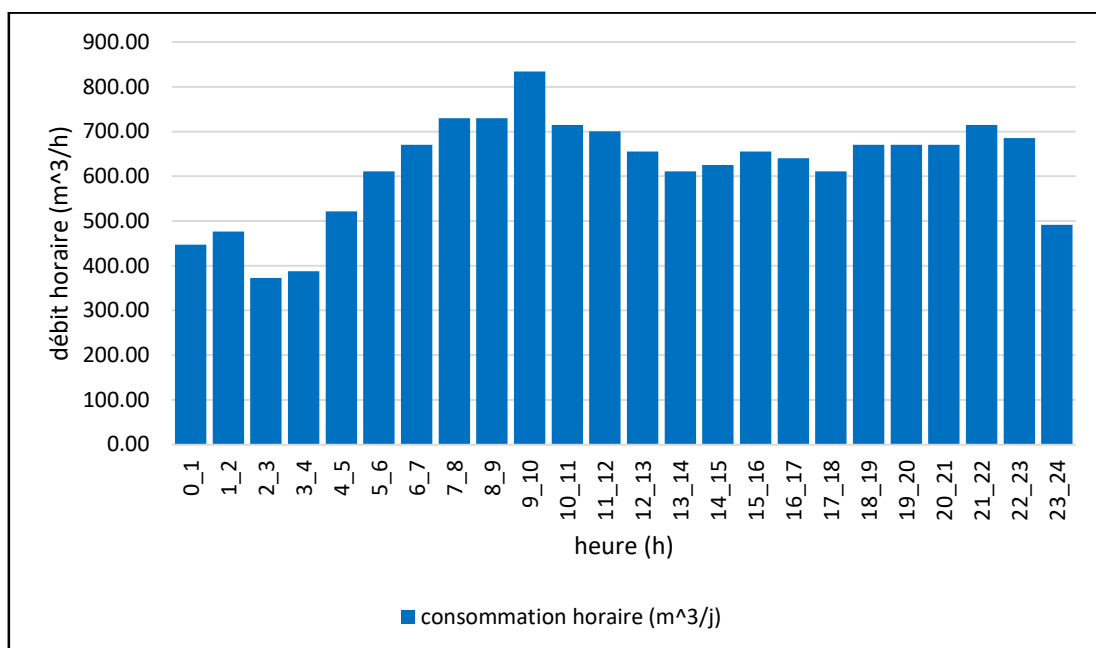


Figure II-4: Histogramme de la consommation horaire.

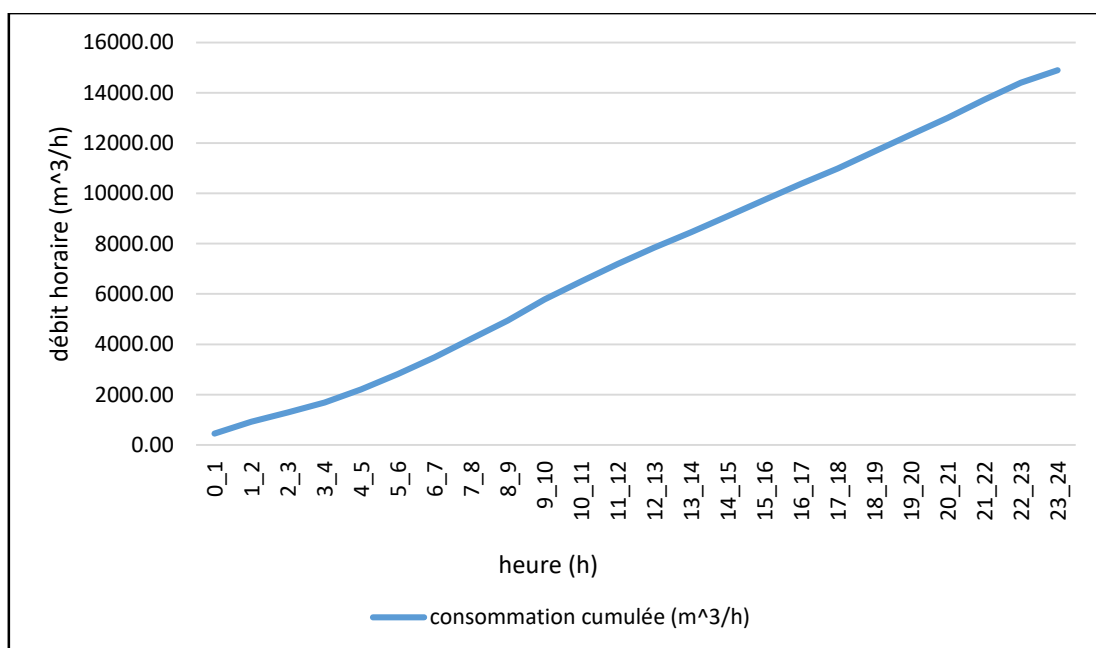


Figure II-5 : la courbe intégrale de la consommation totale.

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la commune Larbatache est de  $842.66 \text{ m}^3/\text{h}$  et survient entre 9h et 10h

- **Commune de Kharrouba**

Le nombre d'habitant de la commune de Kharrouba à l'horizon de 2051 est de 34 132, donc il correspond à la deuxième colonne de tableau II.10.

**Tableau II-13** :variation du débit horaire pour la commune de Kharrouba.

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=8\ 443.001\ m^3/j$		Courbe de la consommation cumulé (intégrale).	
	$C_h$ (%)	$Q_h$ ( $m^3/j$ )	$C_h$ cumulé (%)	$Q_h$ cumulé ( $m^3/j$ )
0-1	1.5	126.65	1.5	126.65
1-2	1.5	126.65	3	253.29
2-3	1.5	126.65	4.5	379.94
3-4	1.5	126.65	6	506.58
4-5	2.5	211.08	8.5	717.66
5-6	3.5	295.51	12	1013.16
6-7	4.5	379.94	16.5	1393.10
7-8	5.5	464.37	22	1857.46
8-9	6.25	<b>527.69</b>	28.25	2385.15
9-10	6.25	<b>527.69</b>	34.5	2912.84
10-11	6.25	<b>527.69</b>	40.75	3440.52
11-12	6.25	<b>527.69</b>	47	3968.21
12-13	5	422.15	52	4390.36
13-14	5	422.15	57	4812.51
14-15	5.5	464.37	62.5	5276.88
15-16	6	506.58	68.5	5783.46
16-17	6	506.58	74.5	6290.04
17-18	5.5	464.37	80	6754.40
18-19	5	422.15	85	7176.55
19-20	4.5	379.94	89.5	7556.49
20-21	4	337.72	93.5	7894.21
21-22	3	253.29	96.5	8147.50
22-23	2	168.86	98.5	8316.36
23-24	1.5	126.65	100	8443.001
<b>Totale</b>	<b>100 %</b>	<b>8 443.001</b>		

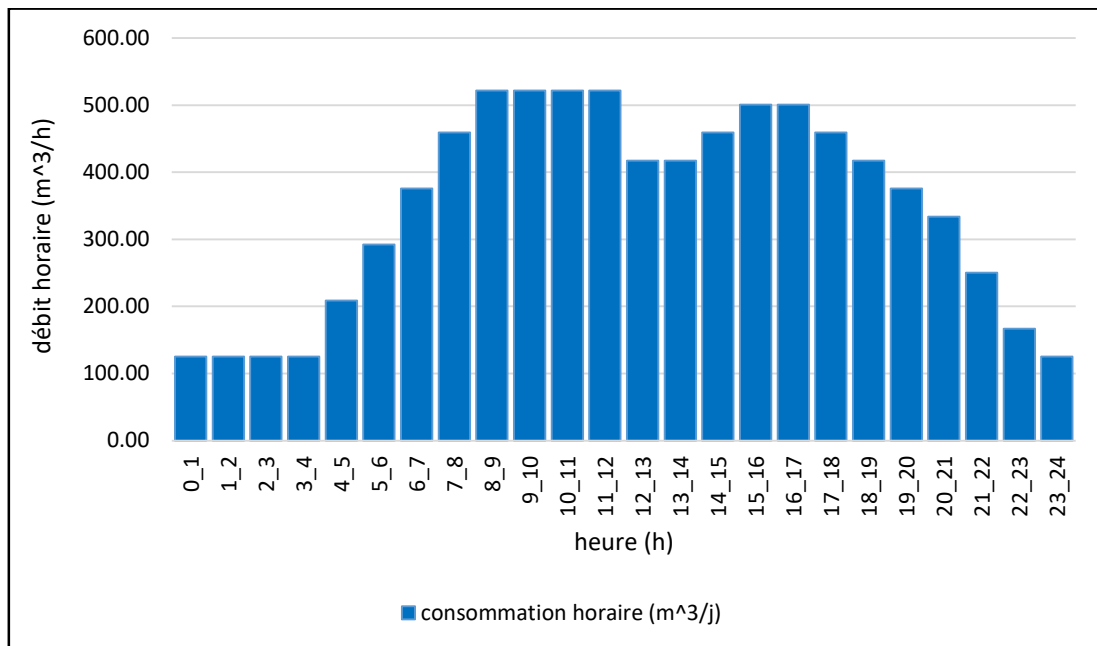


Figure II-6 : Histogramme de la consommation horaire.

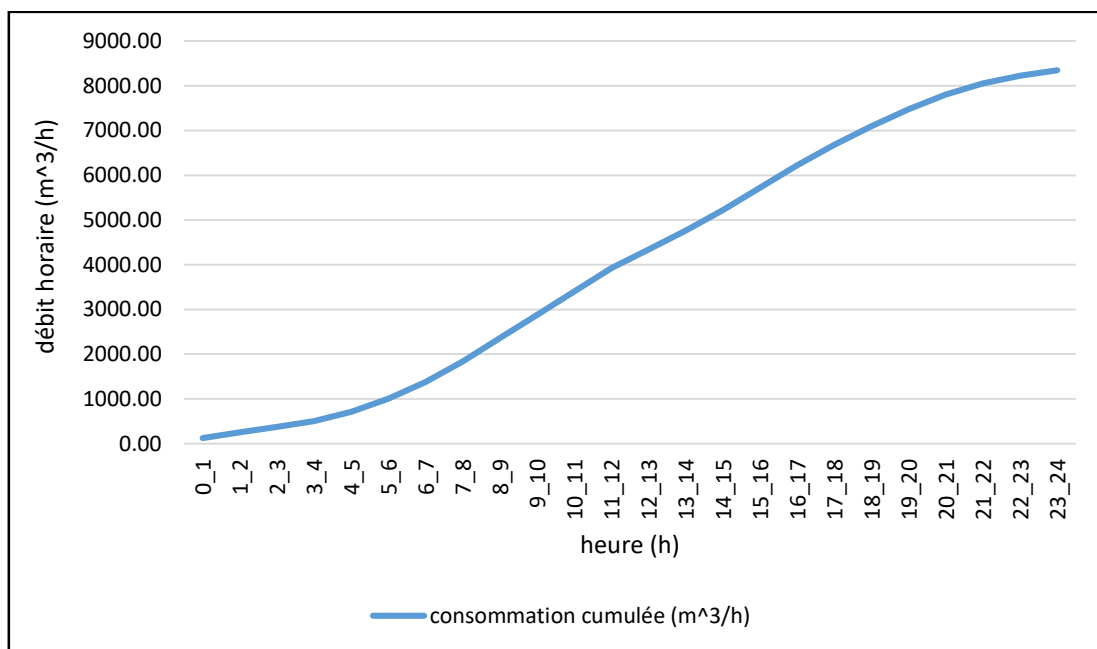


Figure II-7: la courbe intégrale de la consommation totale

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la commune Kharrouba est de  $527.69 \text{ m}^3/\text{h}$  et survient entre 8h et 12h.

- **Commune de Hammedi**

Le nombre d'habitant de la commune de Hammedi à l'horizon de 2051 est de 127 490, donc il correspond à la quatrième colonne de tableau II.10.

**Tableau II-14:** variation du débit horaire pour la commune de Hammedi.

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=31\ 269.74\ \text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulé (intégrale).	
	$C_h$ (%)	$Q_h$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$C_h$ cumulé (%)	$Q_h$ cumulé ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
0-1	3.35	1047.54	3.35	1047.54
1-2	3.25	1016.27	6.6	2063.80
2-3	3.3	1031.90	9.9	3095.70
3-4	3.2	1000.63	13.1	4096.34
4-5	3.25	1016.27	16.35	5112.60
5-6	3.4	1063.17	19.75	6175.77
6-7	3.85	1203.88	23.6	7379.66
7-8	4.45	1391.50	28.05	8771.16
8-9	5.2	<b>1626.03</b>	33.25	10397.19
9-10	5.05	1579.12	38.3	11976.31
10-11	4.85	1516.58	43.15	13492.89
11-12	4.6	1438.41	47.75	14931.30
12-13	4.6	1438.41	52.35	16369.71
13-14	4.55	1422.77	56.9	17792.48
14-15	4.75	1485.31	61.65	19277.79
15-16	4.7	1469.68	66.35	20747.47
16-17	4.65	1454.04	71	22201.52
17-18	4.35	1360.23	75.35	23561.75
18-19	4.4	1375.87	79.75	24937.62
19-20	4.3	1344.60	84.05	26282.22
20-21	4.3	1344.60	88.35	27626.82
21-22	4.2	1313.33	92.55	28940.14
22-23	3.75	1172.62	96.3	30112.76
23-24	3.7	1156.98	100	31269.74
<b>Totale</b>	<b>100</b>	<b>31 269.74</b>		

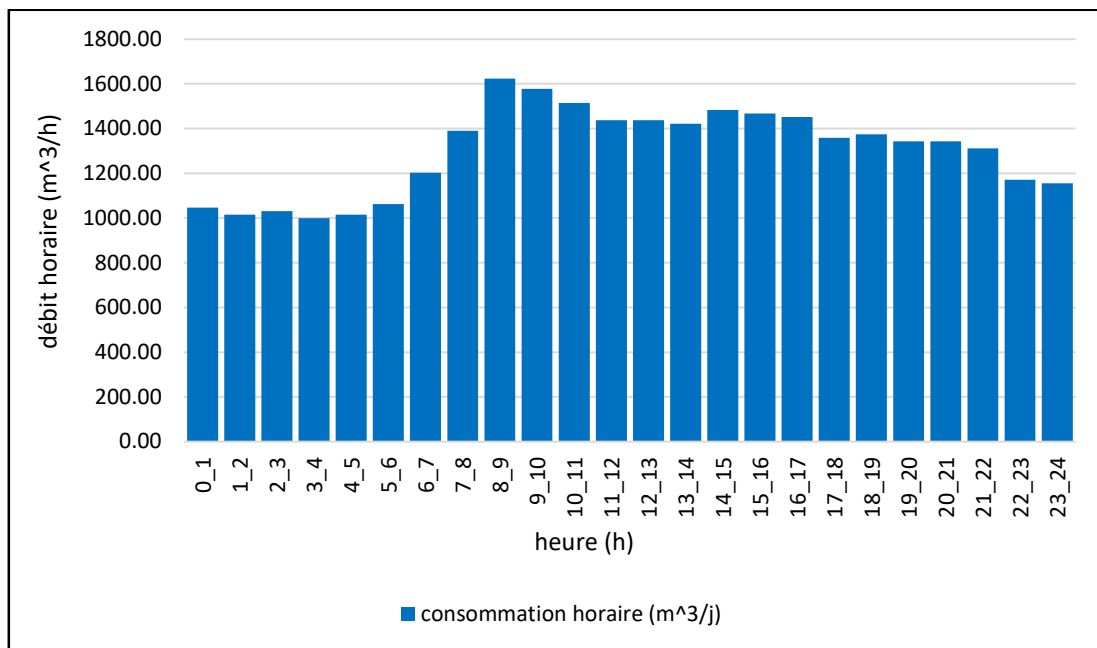


Figure II-8: Histogramme de la consommation horaire.

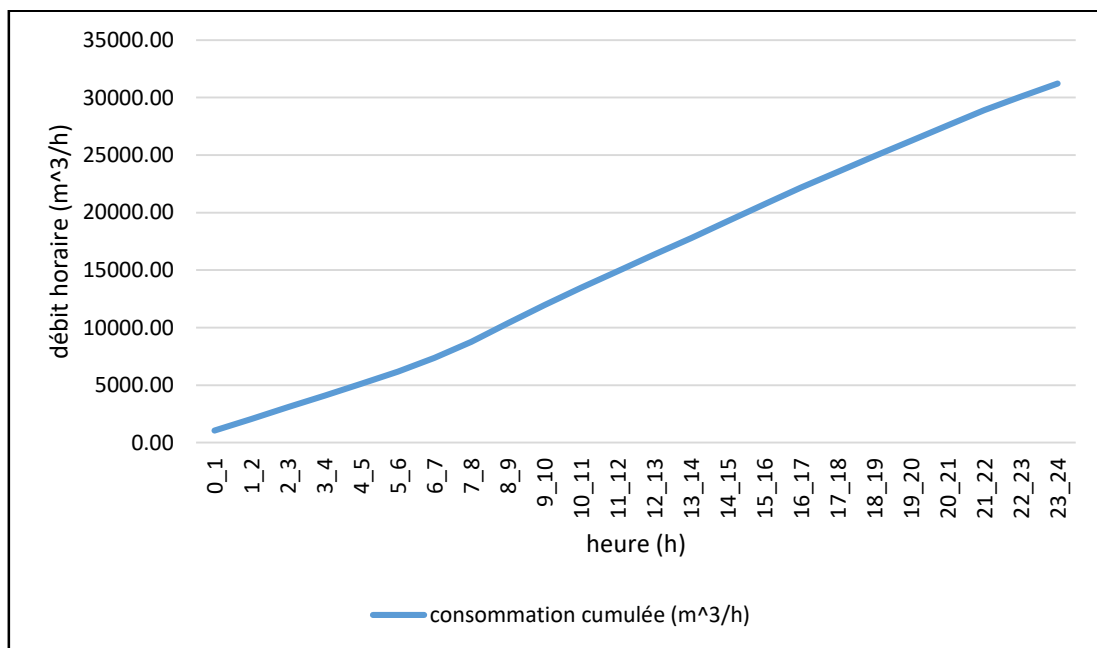


Figure II-9 : la courbe intégrale de la consommation totale

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la commune Hammedi est de 1626.03 m<sup>3</sup>/h et survient entre 8h et 9h.

- **Commune de Khemis EL Khechna**

Le nombre d'habitant de la commune de Khemis EL Khechna à l'horizon de 2051 est de 238 850 habitants, donc il correspond à la quatrième colonne de tableau II.10.

**Tableau II-15:** variation du débit horaire pour la commune de Khemis EL Khechna.

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=58\ 583.25\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulé (intégrale).	
	$C_h$ (%)	$Q_h$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$C_h$ cumulé (%)	$Q_h$ cumulé ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
0-1	3.35	1962.54	3.35	1962.54
1-2	3.25	1903.96	6.6	3866.49
2-3	3.3	1933.25	9.9	5799.74
3-4	3.2	1874.66	13.1	7674.41
4-5	3.25	1903.96	16.35	9578.36
5-6	3.4	1991.83	19.75	11570.19
6-7	3.85	2255.46	23.6	13825.65
7-8	4.45	2606.95	28.05	16432.60
8-9	5.2	<b>3046.33</b>	33.25	19478.93
9-10	5.05	2958.45	38.3	22437.38
10-11	4.85	2841.29	43.15	25278.67
11-12	4.6	2694.83	47.75	27973.50
12-13	4.6	2694.83	52.35	30668.33
13-14	4.55	2665.54	56.9	33333.87
14-15	4.75	2782.70	61.65	36116.57
15-16	4.7	2753.41	66.35	38869.99
16-17	4.65	2724.12	71	41594.11
17-18	4.35	2548.37	75.35	44142.48
18-19	4.4	2577.66	79.75	46720.14
19-20	4.3	2519.08	84.05	49239.22
20-21	4.3	2519.08	88.35	51758.30
21-22	4.2	2460.50	92.55	54218.80
22-23	3.75	2196.87	96.3	56415.67
23-24	3.7	2167.58	100	58583.25
<b>Totale</b>	<b>100</b>	<b>58583.25</b>		



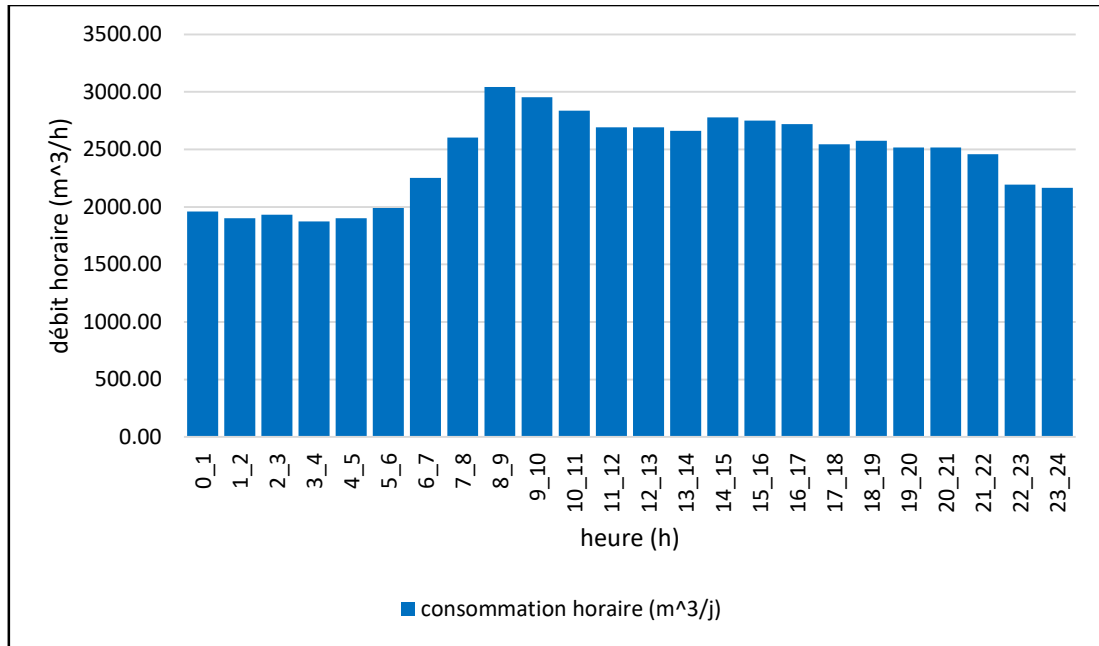


Figure II-10: Histogramme de la consommation horaire.

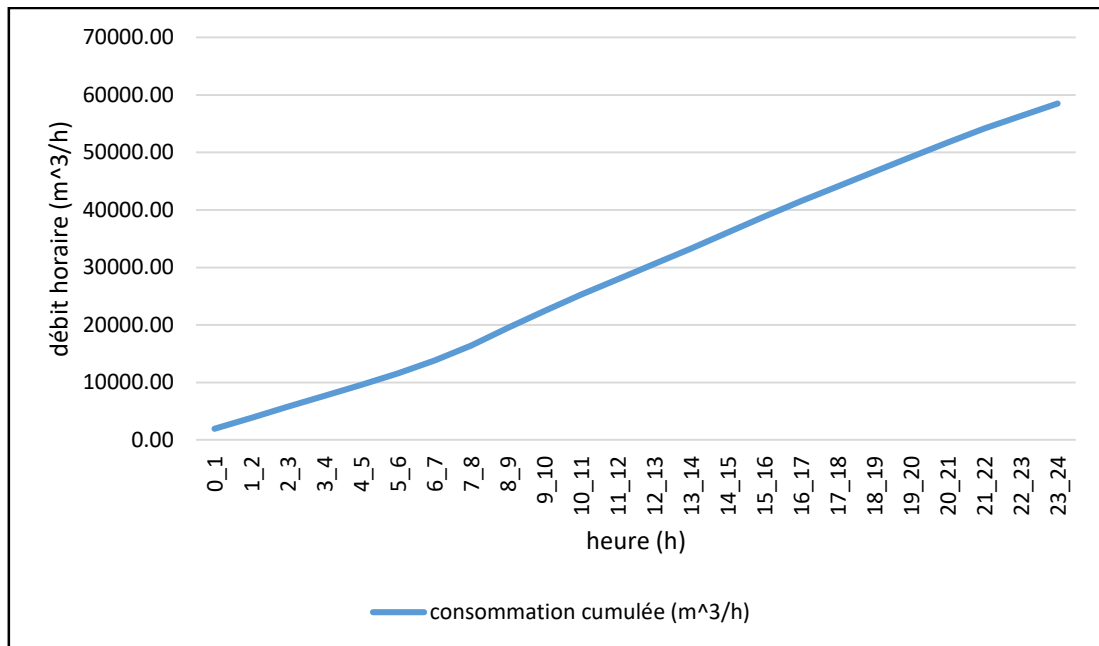


Figure II-11 : la courbe intégrale de la consommation totale.

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la commune Khemis El Khechna est de  $3046.33 \text{ m}^3/\text{h}$  et survient entre 8h et 9h.

- **Commune de Ouled Heddadj**

Le nombre d'habitant de la commune de Ouled Heddadj à l'horizon de 2051 est de 96 132 habitants, donc il correspond à la troisième colonne de tableau II.10.

**Tableau II-16** : variation du débit horaire pour la commune de Ouled Haddadj.

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j}=23\ 504.06\ \text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation cumulé (intégrale).	
	$C_h$ (%)	$Q_h$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	$C_h$ cumulé (%)	$Q_h$ cumulé ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
0-1	3	705.12	3	705.12
1-2	3.2	752.13	6.2	1457.25
2-3	2.5	587.60	8.7	2044.85
3-4	2.6	611.11	11.3	2655.96
4-5	3.5	822.64	14.8	3478.60
5-6	4.1	963.67	18.9	4442.27
6-7	4.5	1057.68	23.4	5499.95
7-8	4.9	1151.70	28.3	6651.65
8-9	4.9	1151.70	33.2	7803.35
9-10	5.6	<b>1316.23</b>	38.8	9119.58
10-11	4.8	1128.19	43.6	10247.77
11-12	4.7	1104.69	48.3	11352.46
12-13	4.4	1034.18	52.7	12386.64
13-14	4.1	963.67	56.8	13350.31
14-15	4.2	987.17	61	14337.48
15-16	4.4	1034.18	65.4	15371.66
16-17	4.3	1010.67	69.7	16382.33
17-18	4.1	963.67	73.8	17346.00
18-19	4.5	1057.68	78.3	18403.68
19-20	4.5	1057.68	82.8	19461.36
20-21	4.5	1057.68	87.3	20519.04
21-22	4.8	1128.19	92.1	21647.24
22-23	4.6	1081.19	96.7	22728.43
23-24	3.3	775.63	100	23504.06
<b>Totale</b>	<b>100</b>	<b>23 504.06</b>		

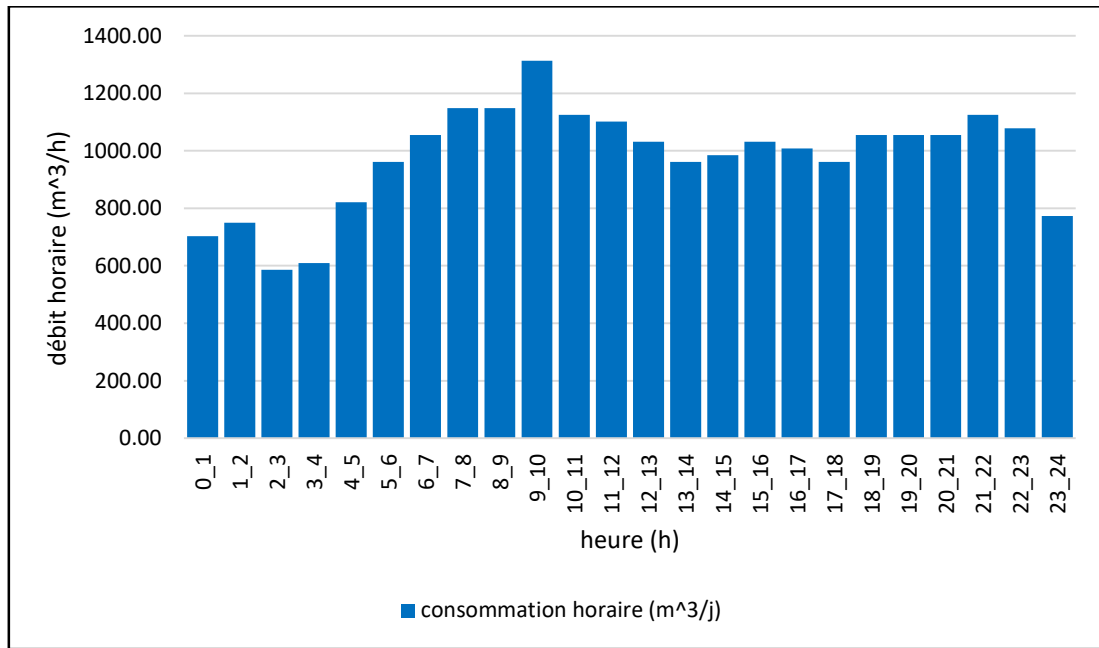


Figure II-12: Histogramme de la consommation horaire.

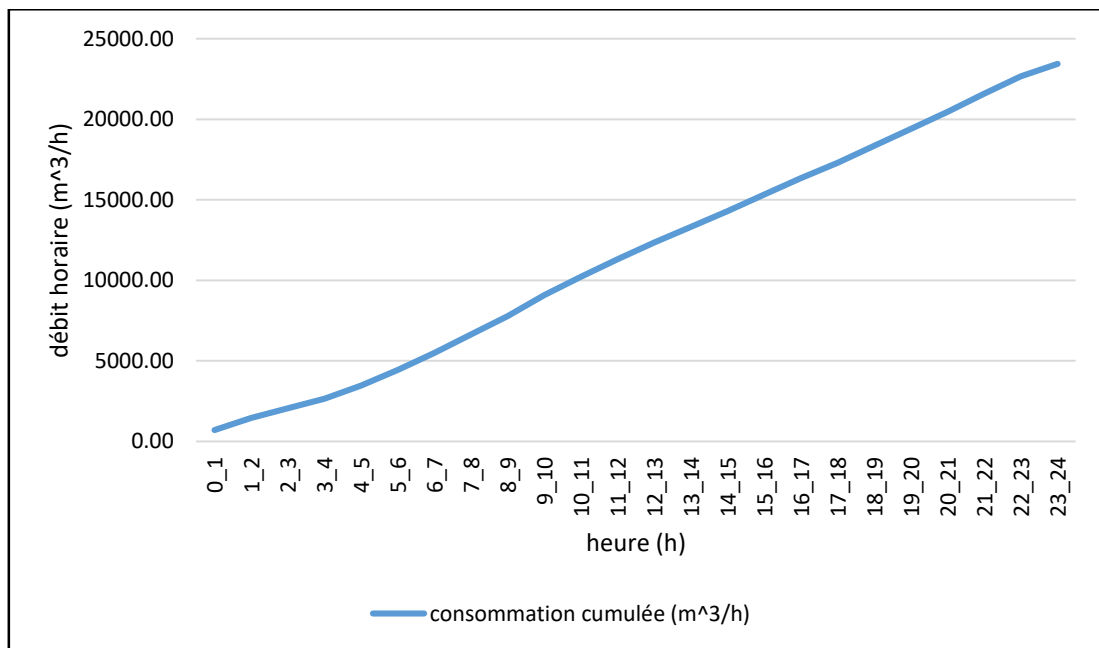


Figure II-13: la courbe intégrale de la consommation totale.

Le débit de pointe  $Q_{\max,h}$  pour la commune Ouled Heddadj est de  $1316.23 \text{ m}^3/\text{h}$  et survient entre 9h et 10h.

## II.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a calculé les besoins en eau de chaque commune de la zone d'étude en tenant compte des différentes catégories de consommateurs à alimenter par ce présent projet, d'où les besoins totaux de l'aire des six communes à l'horizon de 2051 sont de **172 107.7** m<sup>3</sup>/j soit **1991.98** l/s, donc le volume disponible de la station de traitement de Boudouaou (230 000 m<sup>3</sup>/j) peut satisfaire ces besoins.



**CHAPITRE III : LES RESRVOIRS.**

## Chapitre III : Les Réservoirs

### III.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, nous allons traiter l'une d'importantes infrastructures dans une agglomération, en l'occurrence le réservoir, qui est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage aménagé pour contenir l'eau, soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel.

### III.2. Classification des réservoirs [2]

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- **Selon le matériau**
  - Réservoirs métalliques.
  - Réservoirs en maçonnerie.
  - Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.
- **Selon la situation des lieux**
  - Réservoirs enterrés.
  - Réservoirs semi-enterrés.
  - Réservoir surélevé, sur tour.

Les réservoirs peuvent également classés selon leurs rôles et les conditions d'installation de systèmes d'alimentation en l'occurrence, on trouve les catégories des réservoirs ci-après :

- **Réservoirs terminaux**

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes agglomérations à desservir.

- **Réservoirs tampon**

On les trouve généralement dans les adduction mixtes (refoulement-gravitaire), autrement dit la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire par installation d'un réservoir tampon appelé également réservoir de relais, ce dernier joue plusieurs rôles entre autre :

- Eviter les faibles pressions par conséquent la cavitation au niveau des points culminants.
- Eviter les cantonnements d'air et la coupure de la veine liquide.
- En cas de l'arrêt brusque de la pompe, on évite une forte dépression dans le point le plus haut, implosion de la conduite et aspiration des joints.

- **Les bâches à eau**

Les bâches à eau sont des réservoirs enterrés dont les pompes en aspirent l'eau à refouler.

- **Réservoirs d'équilibres :**

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisant, et fournir en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointes. On peut ajouter alors un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, situés à l'autre extrémité de la ville, qui permettent d'avoir une pression acceptable dans leur zone d'action.

Ces réservoirs d'équilibre sont en liaison avec le réservoir principal et se remplissent au moments des faibles consommations, ou bien à partir d'une autre source.

### **III.3. Equipements du réservoir [2]**

Le réservoir doit être équipé :

#### **III.3.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation**

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

- **Par Le haut :**

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

- **Par Le bas :**

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

#### **III.3.2. Conduite de départ ou de distribution**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifesterait dans la conduite.

### **III.3.3. Conduite de trop-plein**

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit  $Q$  arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance  $h$  au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

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

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

### **III.3.4. Conduite de vidange**

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.



### III.3.5. Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté, il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

### III.3.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution. Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

### III.4. Quelques recommandations sur les réservoirs

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Il doit être installé un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiats du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

### III.5. Description du fonctionnement des réservoirs :

Dans cette présente étude la zone sera alimentée par la station de traitement de Boudouaou qui reçoit les eaux du barrage Keddara. L'alimentation des six réservoirs à dimensionner sera assuré à l'aide d'une conduite d'adduction qui tend sur le long de l'aire d'étude à savoir :

- **Le réservoir de Hammedi** : assure l'alimentation en eau potable de la commune de Hammedi avec un débit total de  $31\,269.74\text{ m}^3/\text{j}$ , les apports de ce réservoir sont alimentés gravitairement à partir de la station de traitement de Boudouaou.
- **Le réservoir Ouled Heddadj** : assure l'alimentation en eau potable de la commune de Ouled Heddadj avec un débit total de  $23\,504.06\text{ m}^3/\text{j}$ , les apports de ce réservoir sont alimentés par une conduite d'adduction gravitaire à partir de la station de traitement de Boudouaou.
- **Le réservoir de la station de pompage  $R_{sp}$**  : la station de pompage se situe à l'entrée de la Commune de Ouled Moussa à une distance de 1.8 Km de Ouled Heddadj, le réservoir de cette station est alimenté par une conduite d'adduction gravitaire et il reçoit un débit totale  $Q_{max.j} = 117\,333.87\text{ m}^3/\text{j}$ . Le temps de fonctionnement de cette station de pompage est de 20 heures.
- **Le réservoir Ouled Moussa** : assure l'alimentation en eau potable de la commune de Ouled Moussa avec un débit total de  $35\,260.11\text{ m}^3/\text{j}$ , les apports de ce réservoir sont alimentés par refoulement à partir de la station de pompage.
- **Le réservoirs tampon RT** : assure le relai entre la conduite de refoulement en amont et les conduite gravitaires en aval qui alimentent les trois communes Kharrouba, Larbatache et Khemis El Khechna.
- **Le réservoir de Kharrouba** : assure l'alimentation en eau potable de la commune de Kharrouba avec un débit total de  $8\,443.001\text{ m}^3/\text{j}$ , les apports de ce réservoir sont alimentés par une conduite gravitaire à partir de réservoir tampon.
- **Le réservoir de Larbatache** : assure l'alimentation en eau potable de la commune de Larbatache avec un débit total de  $15\,047.51\text{ m}^3/\text{j}$ , les apports de ce réservoir sont alimentés par une conduite gravitaire à partir de réservoir tampon.
- **Le réservoir de Khemis El Khechna** : assure l'alimentation en eau potable de la commune de Khemis El Khechna avec un débit total de  $58\,583.25\text{ m}^3/\text{j}$ , les apports de ce réservoir sont alimentés par une conduite gravitaire à partir de réservoir tampon.

### III.6. Estimation de la capacité des ouvrages à projeter [2]

Dans le but de combler le déficit en matière de capacité de stockage au niveau de l'aire d'étude, d'autres ouvrages seront projetés de telle manière à compléter la capacité des ouvrages existants.

#### III.6.1. Calcul de la capacité totale des réservoirs terminaux

La capacité totale d'un réservoir doit être suffisante, et elle est calculée en tenant compte d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et d'autre part, de la variation de la demande, c'est-à-dire la variation journalière des débits à l'entrée comme à la sortie du jour de la plus forte consommation, et de la réserve d'incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

##### III.6.1.1 La méthode analytique

La méthode analytique tient compte de régime de consommation de l'agglomération ainsi que le régime de travail de la station de pompage. Elle consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir.

Le volume de régulation est donné par la formule suivante :

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

$V_r$  : capacité résiduel ( $m^3$ ).

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

$Q_{max.j}$  : la consommation maximale journalier ( $m^3/j$ ).

Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :

- On fait répartition de débit qui arrive au réservoir (gravitaire ou bien par refoulement).
- Déterminer la différence entre l'apport et la consommation, on trouve un surplus ou un déficit suivant le signe.
- Le résidu est ensuite calculé pour chaque heure, la valeur maximale trouvé sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$a = |R_{max}^+| + |R_{max}^-|$$

$|R_{\max}^+|$  : Résidu maximum positif (%).

$|R_{\max}^-|$  : Résidu maximum négatif (%).

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie :

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

Avec :  $V_T$  : capacité totale de réservoir ( $\text{m}^3$ ).

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

### III.6.1.2 La méthode graphique :

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc

$$R_{max} = \Delta V_1 + \Delta V_2 \quad (\text{III. 3})$$

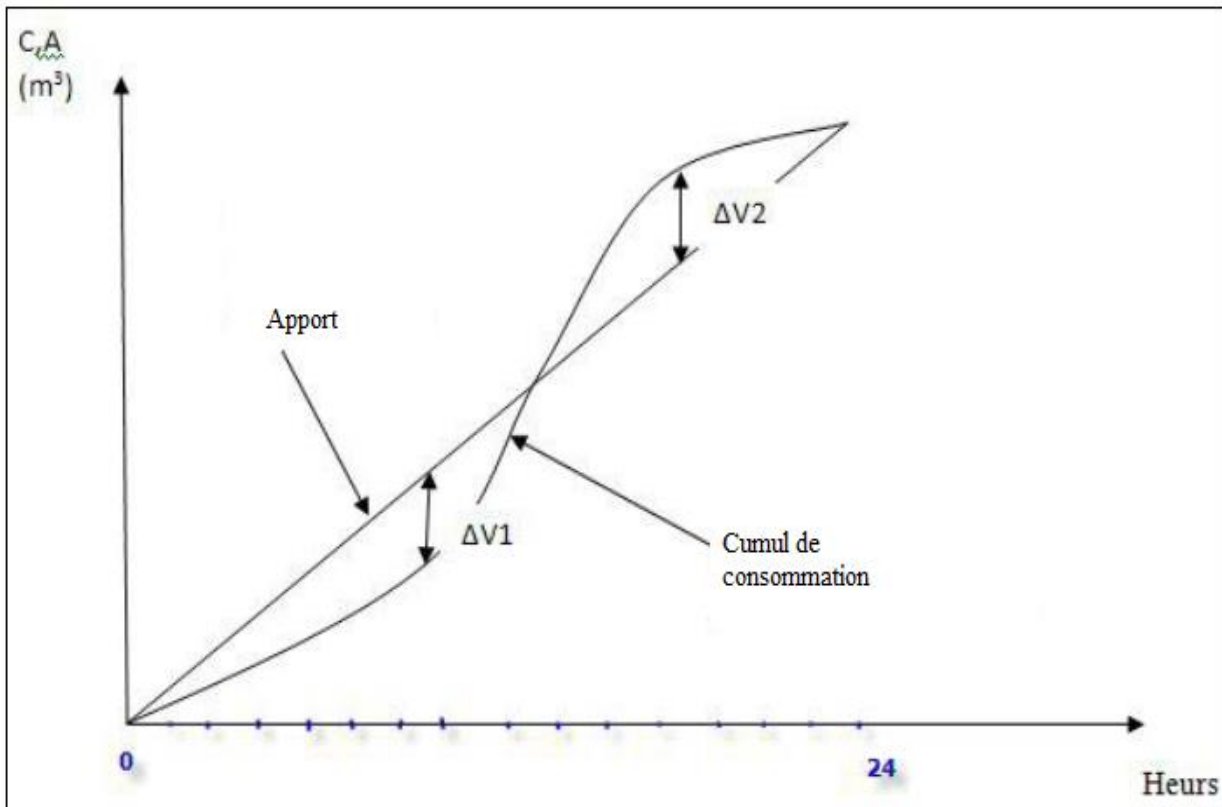
Avec :  $\Delta V_1$  : écart inférieur entre l'apport et la consommation.

$\Delta V_2$  : écart supérieur entre l'apport et la consommation.

Le volume de régulation est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{max.j} * R_{max}}{100} \quad (\text{III. 4})$$

Dont le volume total sera :  $V_T = V_r + V_{inc}$  (III. 5)



**Figure III-1:** Courbe apport-consommation.

Pour notre projet, On calcul les différents besoins en matière de stockage par la méthode analytique.

- **Réservoir de Hammedi :**

Le tableau (III.1) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir :

**Tableau III-1:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de Hammedi.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4.17	3.35	0.82	-	1.70
01-02	4.17	3.25	0.92	-	2.62
02-03	4.17	3.3	0.87	-	3.48
03-04	4.17	3.2	0.97	-	4.45
04-05	4.17	3.25	0.92	-	5.37
05-06	4.17	3.4	0.77	-	6.13
06-07	4.17	3.85	0.32	-	<b>6.45</b>
07-08	4.17	4.45	-	0.28	6.17
08-09	4.17	5.2	-	1.03	5.13
09-10	4.17	5.05	-	0.88	4.25
10-11	4.17	4.85	-	0.68	3.57
11-12	4.17	4.6	-	0.43	3.13
12-13	4.17	4.6	-	0.43	2.70
13-14	4.17	4.55	-	0.38	2.32
14-15	4.17	4.75	-	0.58	1.73
15-16	4.17	4.7	-	0.53	1.20
16-17	4.17	4.65	-	0.48	0.72
17-18	4.17	4.35	-	0.18	0.53
18-19	4.17	4.4	-	0.23	0.30
19-20	4.17	4.3	-	0.13	0.17
20-21	4.17	4.3	-	0.13	0.03
21-22	4.17	4.2	-	0.03	<b>0.00</b>
22-23	4.17	3.75	0.42	-	0.42
23-00	4.17	3.7	0.47	-	0.88
<b>Totale</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	-	-	-

La capacité résiduelle du réservoir de Hammedi sera :

$$V_r = \frac{6.45 * 31269.74}{100} = 2016.89 \text{ m}^3.$$

Le volume total sera :

$$V_T = 2016.89 + 120 = 2136.89 \text{ m}^3.$$

- Réservoir de Ouled Heddadj :

Le tableau (III.2) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir :

**Tableau III-2:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ouled Heddadj.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	4.17	3.00	1.17	-	2.03
01-02	4.17	3.20	0.97	-	3.00
02-03	4.17	2.50	1.67	-	4.67
03-04	4.17	2.60	1.57	-	6.23
04-05	4.17	3.50	0.67	-	6.90
05-06	4.17	4.10	0.07	-	<b>6.97</b>
06-07	4.17	4.50	-	0.33	6.63
07-08	4.17	4.90	-	0.73	5.90
08-09	4.17	4.90	-	0.73	5.17
09-10	4.17	5.60	-	1.43	3.73
10-11	4.17	4.80	-	0.63	3.10
11-12	4.17	4.70	-	0.53	2.57
12-13	4.17	4.40	-	0.23	2.33
13-14	4.17	4.10	0.07	-	2.40
14-15	4.17	4.20	-	0.03	2.37
15-16	4.17	4.40	-	0.23	2.13
16-17	4.17	4.30	-	0.13	2.00
17-18	4.17	4.10	0.07	-	2.07
18-19	4.17	4.50	-	0.33	1.73
19-20	4.17	4.50	-	0.33	1.40
20-21	4.17	4.50	-	0.33	1.07
21-22	4.17	4.80	-	0.63	0.43
22-23	4.17	4.60	-	0.43	<b>0.00</b>
23-00	4.17	3.30	0.87	-	0.87
<b>Totale</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	-	-	-

La capacité résiduelle du réservoir de Ouled Heddadj sera :

$$V_r = \frac{6.97 * 23504.06}{100} = 1637.45 m^3.$$

Le volume total sera :

$$V_T = 1637.45 + 120 = 1757.45 m^3.$$

- **Réservoir de Ouled Moussa :**

Le tableau (III.3) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir :

**Tableau III-3 :** Evaluation du volume résiduel du réservoir de Ouled Moussa.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	0.00	3.35	-	3.35	9.75
01-02	0.00	3.25	-	3.25	6.50
02-03	0.00	3.3	-	3.30	3.20
03-04	0.00	3.2	-	3.20	<b>0.00</b>
04-05	5.00	3.25	1.75	-	1.75
05-06	5.00	3.4	1.60	-	3.35
06-07	5.00	3.85	1.15	-	4.50
07-08	5.00	4.45	0.55	-	5.05
08-09	5.00	5.2	-	0.20	4.85
09-10	5.00	5.05	-	0.05	4.80
10-11	5.00	4.85	0.15	-	4.95
11-12	5.00	4.6	0.40	-	5.35
12-13	5.00	4.6	0.40	-	5.75
13-14	5.00	4.55	0.45	-	6.20
14-15	5.00	4.75	0.25	-	6.45
15-16	5.00	4.7	0.30	-	6.75
16-17	5.00	4.65	0.35	-	7.10
17-18	5.00	4.35	0.65	-	7.75
18-19	5.00	4.4	0.60	-	8.35
19-20	5.00	4.3	0.70	-	9.05
20-21	5.00	4.3	0.70	-	9.75
21-22	5.00	4.2	0.80	-	10.55
22-23	5.00	3.75	1.25	-	11.80
23-00	5.00	3.7	1.30	-	<b>13.10</b>
<b>Totale</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	-	-	-

La capacité résiduelle du réservoir de Ouled Moussa sera :

$$V_r = \frac{13.1 * 35260.11}{100} = 4619.07 \text{ m}^3.$$

Le volume total sera :

$$V_T = 4619.07 + 120 = 4739.07 \text{ m}^3.$$



- **Réservoir de Kharrouba :**

Le tableau (III.4) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir :

**Tableau III-4:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de Kharrouba.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	-	1.5	-	1.50	8.50
01-02	-	1.5	-	1.50	7.00
02-03	-	1.5	-	1.50	5.50
03-04	-	1.5	-	1.50	4.00
04-05	5.00	2.5	2.50	-	6.50
05-06	5.00	3.5	1.50	-	8.00
06-07	5.00	4.5	0.50	-	8.50
07-08	5.00	5.5	-	0.50	8.00
08-09	5.00	6.25	-	1.25	6.75
09-10	5.00	6.25	-	1.25	5.50
10-11	5.00	6.25	-	1.25	4.25
11-12	5.00	6.25	-	1.25	3.00
12-13	5.00	5	-	0.00	3.00
13-14	5.00	5	-	0.00	3.00
14-15	5.00	5.5	-	0.50	2.50
15-16	5.00	6	-	1.00	1.50
16-17	5.00	6	-	1.00	0.50
17-18	5.00	5.5	-	0.50	0.00
18-19	5.00	5	-	0.00	<b>0.00</b>
19-20	5.00	4.5	0.50	-	0.50
20-21	5.00	4	1.00	-	1.50
21-22	5.00	3	2.00	-	3.50
22-23	5.00	2	3.00	-	6.50
23-00	5.00	1.5	3.50	-	<b>10.00</b>
<b>Totale</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	-	-	-

La capacité résiduelle du réservoir de Kharrouba sera :

$$V_r = \frac{10 * 8443.001}{100} = 844.3 \text{ m}^3.$$

Le volume total sera :

$$V_T = 844.3 + 120 = 964.3 \text{ m}^3.$$

- **Réservoir de Larbatache :**

Le tableau (III.5) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir :

**Tableau III-5:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de Larbatache.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	-	3	-	3.00	8.30
01-02	-	3.2	-	3.20	5.10
02-03	-	2.5	-	2.50	2.60
03-04	-	2.6	-	2.60	<b>0.00</b>
04-05	5.00	3.5	1.50	-	1.50
05-06	5.00	4.1	0.90	-	2.40
06-07	5.00	4.5	0.50	-	2.90
07-08	5.00	4.9	0.10	-	3.00
08-09	5.00	4.9	0.10	-	3.10
09-10	5.00	5.6	-	0.60	2.50
10-11	5.00	4.8	0.20	-	2.70
11-12	5.00	4.7	0.30	-	3.00
12-13	5.00	4.4	0.60	-	3.60
13-14	5.00	4.1	0.90	-	4.50
14-15	5.00	4.2	0.80	-	5.30
15-16	5.00	4.4	0.60	-	5.90
16-17	5.00	4.3	0.70	-	6.60
17-18	5.00	4.1	0.90	-	7.50
18-19	5.00	4.5	0.50	-	8.00
19-20	5.00	4.5	0.50	-	8.50
20-21	5.00	4.5	0.50	-	9.00
21-22	5.00	4.8	0.20	-	9.20
22-23	5.00	4.6	0.40	-	9.60
23-00	5.00	3.3	1.70	-	<b>11.30</b>
<b>Totale</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	-	-	-

La capacité résiduelle du réservoir de Larbatache sera :

$$V_r = \frac{11.3 * 15047.51}{100} = 1700.36 \text{ m}^3.$$

Le volume total sera :

$$V_T = 1700.36 + 120 = 1820.36 \text{ m}^3.$$

- Réservoir de Khemis El Khechna :

Le tableau (III.6) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir :

**Tableau III-6:** Evaluation du volume résiduel du réservoir de Khemis El Khechna.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	-	3.35	-	3.35	9.75
01-02	-	3.25	-	3.25	6.50
02-03	-	3.3	-	3.30	3.20
03-04	-	3.2	-	3.20	<b>0.00</b>
04-05	5.00	3.25	1.75	-	1.75
05-06	5.00	3.4	1.60	-	3.35
06-07	5.00	3.85	1.15	-	4.50
07-08	5.00	4.45	0.55	-	5.05
08-09	5.00	5.2	-	0.20	4.85
09-10	5.00	5.05	-	0.05	4.80
10-11	5.00	4.85	0.15	-	4.95
11-12	5.00	4.6	0.40	-	5.35
12-13	5.00	4.6	0.40	-	5.75
13-14	5.00	4.55	0.45	-	6.20
14-15	5.00	4.75	0.25	-	6.45
15-16	5.00	4.7	0.30	-	6.75
16-17	5.00	4.65	0.35	-	7.10
17-18	5.00	4.35	0.65	-	7.75
18-19	5.00	4.4	0.60	-	8.35
19-20	5.00	4.3	0.70	-	9.05
20-21	5.00	4.3	0.70	-	9.75
21-22	5.00	4.2	0.80	-	10.55
22-23	5.00	3.75	1.25	-	11.80
23-00	5.00	3.7	1.30	-	<b>13.10</b>
<b>Totale</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	-	-	-

La capacité résiduelle du réservoir de Kharrouba sera :

$$V_r = \frac{13.1 * 58583.25}{100} = 7674.41 \text{ m}^3.$$

Le volume total sera :

$$V_T = 7674.41 + 120 = 7794.41 \text{ m}^3.$$

### III.6.1.3 Récapitulatif de calcul :

Après avoir calculé les besoins en matière d'ouvrage de stockage, et avant de normaliser les capacités de ces ouvrages aux capacités usuelles des réservoirs, il faut calculer le déficit en matière de capacité de stockage, étant donné qu'il y a des réservoirs déjà existant aux endroits où nous allons projeter les nouveaux ouvrages.

Le tableau (III.7) ci-après représente les réservoirs existants et leur états actuels :

**Tableau III-7** : les réservoirs existants et leur états actuelles [DRE Boumerdès].

Communes	Capacité existante (m <sup>3</sup> )	Nombre	Etat génie civil actuelle	Capacité totale (m <sup>3</sup> )
Hammedi	300	1	Bon état	2300
	2000	1	Bon état	
Ouled Haddadj	800	1	Bon état	800
Ouled Moussa	1500	1	Bon état	1500
Kharrouba	500	1	Bon état	500
Larbatache	250	2	Mauvaise état (Hors service)	2000
	2000	1	Bon état	
Khemis El Khechna	500	2	Bon état	6000
	5000	1	Bon état	

Les capacité d'ouvrages de stockage à projeter à l'horizon de 2051, en tenant compte des capacités disponibles sont représenté pour chaque commune dans le tableau (III.8).

**Tableau III-8:** Récapitulatif des capacités des réservoirs existants et à projeter.

Communes	a (%)	$Q_{\max.j}$ ( $m^3/j$ )	Volume totale ( $m^3$ )	Capacité disponible ( $m^3$ )	Déficit ( $m^3$ )	Capacité à projeté ( $m^3$ )
Hammedi	6.45	31269.74	2136.90	2300	/	/
Ouled Haddadj	6.97	23504.06	1757.45	800	-957.45	1000
Ouled Moussa	13.1	35260.11	4739.07	1500	-3239.07	2*2000
Kharrouba	10	8443.00	964.30	500	-464.30	500
Larbatache	11.3	15047.51	1820.37	2000	/	/
Khemis El Khechna	13.1	58583.25	7794.41	6000	-1794.41	2000

- **Constat :**

Après l'évaluation des besoins de stockage on a trouvé que :

- Les capacités de stockage disponibles dans les communes Hammedi et Larbatache respectivement égale à  $2300 m^3$  et  $2000 m^3$ , sont suffisantes pour l'alimentation des deux communes jusqu'à l'horizon 2051. A cet effet, il est inutile d'implanter d'autres réservoirs dans ces localités.
- Les localités Ouled Haddadj, Ouled Moussa, Kharrouba, et Khemis El Khechna enregistrent un déficit en matière de capacité de stockage, d'où il est indispensable de projeter des réservoirs au niveau de ces localités d'une capacité respectivement égale à  $1000 m^3$ ,  $2*2000 m^3$ ,  $500 m^3$  et  $2000 m^3$  pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon 2051.

#### III.6.1.4 Forme et dimensions des réservoirs à projeter [1]

Puisque les volumes des réservoirs à projeter sont tous inférieurs à  $10\,000 m^3$ , on opte pour la forme circulaire, avec une hauteur d'eau dans la cuve qui comprit entre 3 et 6 m en moyenne. Au-dessus du plan d'eau du réservoir, on aménage un espace (matelas d'air) d'une épaisseur de 0.25 à 1m, d'où les dimensions de ces ouvrages de stockage sont déterminées comme suit :

- Le diamètre de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve par la formule suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{III. 6})$$

Avec :

$S$  : Section de réservoir ( $m^2$ ).

$V_n$  : Capacité normalisée de réservoirs à projeter ( $m^3$ ).

$h$  : Hauteur utile optimale d'eau (3 à 6 m).

$D$  : Diamètre de la cuve (m).

- Réévaluation de la hauteur d'eau  $h$  :

On calcule la hauteur d'eau dans la cuve par la formule suivante :

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2} \quad (\text{III. 7})$$

- La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve par la formule suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \quad (\text{III. 8})$$

- La hauteur totale  $H$  du réservoir :

On a :

$$H = h + r \quad (\text{III. 9})$$

Avec :

$H$  : Hauteur totale du réservoir (m).

$h$  : Hauteur du plan d'eau (m).

$r$  : La revanche .

- La hauteur de la réserve d'incendie :

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

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{III. 10})$$

Avec :

$h_{inc}$  : Hauteur de la réserve d'incendie (m).

$V_{inc}$  : Volume de la réserve d'incendie ( $V_{inc} = 120 m^3$ ).

Les dimensions des différents réservoirs calculés, sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III-9:** les dimensions des réservoirs à projeter

Réservoirs	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	h <sub>inc</sub> (m)	r (m)	H (m)
Ouled Haddadj	1000	17	227.27	4.4	0.53	0.6	5
Ouled Moussa	2*2000	24	452.49	4.42	0.27	0.58	5
Kharrouba	500	14.6	166.67	3	0.72	0.5	3.5
Khemis El Khechna	2000	24	452.49	4.42	0.27	0.58	5

**III.6.2. Le réservoir tampon**

Le réservoir tampon sert à transiter le débit refoulé par la station de pompage vers les réservoirs situés dans les communes Kharrouba, Larbatache, Khemis El Khechna. Les conduites gravitaires en aval du réservoir tampon sont munie des robinets-vanne qui dont le temps de fermeture permet la détermination du volume du réservoir afin que les conduites restent toujours pleines et protégées contre le coup de bélier.

On sait qu'une manœuvre de vanne linéaire permet d'écrire :

$$q = Q - Q * \frac{t}{T} = Q * \left(1 - \frac{t}{T}\right) \quad \text{(III. 11)}$$

Le volume dv du réservoir tampon s'exprime par :

$$dv = Q * \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt \Rightarrow v = Q * \int_0^T \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt \quad \text{(III. 12)}$$

Donc : 
$$v = Q * \frac{T}{2}$$

Avec :

Q : le débit transit totale des conduites gravitaires Q= 3419.74 m<sup>3</sup>/h.

$T$  : le temps de fermeture de robinet-vanne ( $T = 15 \text{ min}$ ).

D'où le volume de réservoir tampon RT est :

$$v = 427.46 \text{ m}^3.$$

On opte pour un réservoir à projeter d'une forme cylindrique et d'une capacité normalisée égale à 500  $\text{m}^3$ .

Les dimensions de réservoir tampon à projeter sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau III-10:** les dimensions de réservoir tampon.

Réservoirs	Volume Utile ( $\text{m}^3$ )	D (m)	S ( $\text{m}^2$ )	h (m)	r (m)	H (m)
Réservoir tampon RT	500	14.6	166.67	3	0.5	3.5

### III.6.3. Le réservoir de la station de pompage $R_{sp}$

Le réservoir de la station de pompage dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui généralement, estimé à un quart d'heure (15 min).

Le volume utile du réservoir est déterminé moyennant la formule suivante :

$$Vu_{Rsp} = \frac{Q_{max.j} * t}{T} \quad \text{(III. 13)}$$

Avec :

$Q_{max.j}$  : débit maximum journalier totale refoulé par la station de pompage  $Q_{max.j} = 117333.87 \text{ m}^3/j$ .

$t$  : le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge  $t = 15 \text{ min}$ .

$T$  : le temps de fonctionnement de la station de pompage  $T = 20 \text{ heures}$ .

D'où le volume de réservoir sera :

$$Vu_{Rsp} = \frac{117333.87 * 0.25}{20}$$

50



$$Vu_{Rsp} = 1466.67 m^3$$

Le volume total du réservoir de la station de pompage égale à :

$$Vt = Vu_{Rsp} + Vinc$$

*Vinc* : volume de la réserve d'incendie égale à 120 m<sup>3</sup>.

$$Vt = 1586.67 m^3$$

On opte pour un réservoir à projeter d'une forme cylindrique et de capacité normalisée égale à 2000m<sup>3</sup>.

Les dimensions de réservoir R<sub>sp</sub> à projeter sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau III-11:** les dimensions de réservoir tampon.

Réservoirs	Volume (m <sup>3</sup> )	D (m)	S (m <sup>2</sup> )	h (m)	h <sub>inc</sub> (m)	r (m)	H (m)
Réservoir de la station de pompage R <sub>sp</sub>	2000	24	452.49	4.42	0.27	0.58	5

### III.7. Choix de la cote d'implantation et l'emplacement des réservoirs [6]

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème car l'on doit tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que son remplissage se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité. Le réservoir doit donc être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération. Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation en eau.

Dans notre étude, l'emplacement choisi pour les réservoirs, doit assurer aux abonnés une pression suffisante. En conséquence, l'altitude de la cuve et plus précisément, son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau de distribution.

Les cote des différents réservoirs existants et à projeter sont représenté dans le tableau suivant :

**Tableau III-12** : Les côte des différents réservoirs existants et à projeter.

Réservoirs	Capacité des réservoirs (m <sup>3</sup> )	Existant/ à projeter	Côte terrain naturel C <sub>TN</sub> (m)	Côte de trop plein C <sub>TP</sub> (m)
Réservoir de Hammedi	300	Existant	34	37.5
	2000	Existant	34	39
Réservoir de Ouled Haddadj	800	Existant	51	56
	1000	à projeter	50	54.5
Réservoir de Ouled Moussa	1500	Existant	155.5	160
	2000	à projeter	154	159.5
	2000	à projeter	154	159.5
Réservoir de Kharrouba	500	Existant	62	66
	500	à projeter	62	66
Réservoir de Larbatache	2000	Existant	209.5	214.5
Réservoir de Khemis El Khechna	500	Existant	153.5	157
	500	Existant	153.5	157
	5000	Existant	152.5	158
	2000	à projeter	151	156
Réservoir tampon	500	à projeter	237	241.5
Réservoir de la station de pompage	2000	à projeter	70	75

### III.8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé les besoins en matière de stockage de chaque commune à l'horizon de calcul en fonction des besoins en eau, par la suite on a calculé le déficit par rapport aux capacités existantes, d'où la projection des nouveaux ouvrages est nécessaire afin de combler le déficit enregistré dans certaines communes.

D'où les ouvrages à projeter sont donnés comme suit :

- Un réservoir cylindrique d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> à Ouled Heddadj.
- Deux réservoir cylindrique d'une capacité identique de 2000 m<sup>3</sup> à Ouled Moussa.
- Un réservoir cylindrique d'une capacité de 500 m<sup>3</sup> à Kharrouba.
- Un réservoir cylindrique d'une capacité de 2000 m<sup>3</sup> à Khemis El Khechna.
- Un réservoir tampon cylindrique d'une capacité de 500 m<sup>3</sup>.
- Un réservoir cylindrique d'une capacité de 2000 m<sup>3</sup> dans la station de pompage à Ouled Moussa.



**CHAPITRE IV : Etude d'adduction.**

---

## Chapitre IV : Etude d'adduction

### IV.1. Introduction

L'adduction est un procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les points de captage de la ressource jusqu'aux points de stockage ou de distribution (réservoir, bache d'eau ...etc.). Le but de ce chapitre est de faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction projetée.

### IV.2. Types d'adduction [1]

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

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

#### IV.2.1. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

#### IV.2.2. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

#### IV.2.3. 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 conduite est assuré par un ouvrage intermédiaire appelé réservoir tampon.

### IV.3. Critères de choix du type des conduites

Avant de choisir le type de matériau des tuyaux, il faut prendre en considération des critères techniques et économiques à savoir :

#### IV.3.1. Critères techniques

- Le diamètre économique.
- La pression de l'eau.

- La nature de l'eau.
- La nature de terrain.
- La longueur des conduites.

#### IV.3.2. Critères économiques

- Disponibilité sur le marché national.
- Prix unitaire de pose de l'adduction.
- La durée de vie.

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer :

##### ➤ **La fonte**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

##### ✓ **Les avantages**

- Résistance aux pressions élevées.
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bars pour les tuyaux ne dépassent 600 mm de courant diamètre, et 40 bars pour les tuyaux de diamètre supérieur.
- Les longueurs courantes de ces tuyaux sont 6 m pour les petits et moyens diamètres (jusqu'à 800mm) et 7 à 8.25 m à partir de 800mm de diamètre
- Très rigide et solide
- Bonne résistance aux forces intérieures.

##### ✓ **Les inconvénients**

- La sensibilité à la surcharge et mouvements du sous-sol qui provoquent le déboitement des conduites.
- La fragilité le non disponibilité sur le marché.

##### ➤ **L'acier**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable. Pour une conduite maîtresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

##### ✓ **Les avantages**

- Ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder des pièces spéciales (joints présentant une contrainte élastique).
- Ils sont soudables.
- Ils présentent une bonne étanchéité.
- Ils peuvent supporter des pressions élevées.
- Ils sont disponibles sur le marché.

- Ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, mais plus lourds que les tuyaux en matières plastiques.
- Les longueurs courantes de ces tuyaux sont entre 6 et 16 mètres suivant les diamètres.
- ✓ **Les inconvénients**
  - La sensibilité à la corrosion qui exige une protection extérieure et intérieure.
  - La faible durée de vie estimée à 20 ans.

➤ **Polyéthylène à haute densité (PEHD) et Polychlorure de vinyle (PVC)**

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

✓ **Les avantages :**

- Le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les acides, les bases, ...etc.
- L'élasticité et flexibilité des tubes leur permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles.
- L'excellente finition des surfaces internes, qui permet de réduire les pertes de charge des conduites.
- Ils sont faciles à poser, avec la possibilité d'enroulement pour les petits diamètres.
- Ils sont facilement manipulés et transportés grâce à leur légèreté.
- Ils répondent parfaitement aux normes de potabilité.
- Durée de vie théorique de 50 ans.
- Résiste à l'entartrage et la corrosion.

✓ **Les inconvénients**

- Toutefois, malgré les avantages cités, les tuyaux en PEHD résistent peu aux hautes pressions (pression nominale maximale 30 bars).
- Nécessite une grande technicité pour jonction.

➤ **Polyester renforcé de fibre de verre (PRV)**

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne environ (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au

niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen et le long terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées dans ce type d'application.

#### **IV.4. Critères de choix du tracé**

Le choix du tracé se fait en tenant compte des paramètres technico-économiques, donc il faut respecter certaines règles notamment :

- Avoir un profil en long très régulier, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu en exploitation, a des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer.
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les répartitions éventuelles.
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.
- On préfère souvent de le concevoir le long des routes ou bien des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation, c'est-à-dire :
  - ✓ Faciliter l'accès pour l'entretien et la réparation.
  - ✓ Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.
- Choisir le tracé le plus court et réguliers pour réduire le cout de réalisation des conduites.
- Eviter les forêts et les zones marécageuse.



## IV.5. Proposition de variantes

Avant d'entamer le dimensionnement de l'adduction, on analyse les possibilités de tracé et éventuellement de fonctionnement que nous pouvons avoir après avoir fixé l'emplacement des réservoirs, donc le choix final de la variante est basé sur l'efficacité économique et les conditions des travaux.

Dans notre cas on a un seul levé topographique, d'où les variantes proposées se basent sur le nombre des conduites d'adduction à projeté.

### IV.5.1. Variante A

Dans le cadre de notre étude le point de démarrage du système d'adduction est la chambre de vanne à la sortie de la station de traitement des eaux de Boudouaou situé à une cote de terrain de 83 m, cette chambre de vanne est liée par une conduite DN 2000 avec les deux réservoirs jumelés d'une capacité identique  $2 \times 50\,000\text{ m}^3$  existant à l'intérieur de la station de traitement. A partir de ce point l'eau s'écoulera jusqu'à la station de pompage d'Ouled Moussa situé à une distance de 9.3 Km et une côte de terrain de 70 m l'aide d'une seule conduite gravitaire, il existe deux piquages dans le long de cette conduite comme suit :

- Piquage dans le nœud A : il sert à alimenter la commune de Hammedi par une conduite gravitaire, situé à une distance de 14.5 Km et une côte de 34 m
- Piquage dans le nœud B : il sert à alimenter la commune de Ouled Heddadj par une conduite gravitaire, situé à une distance de 0.6 Km et une côte de 56 m.

L'eau qui arrive à la station de pompage sera refoulée vers le réservoir tampon projeté dans le point haut du tracé d'adduction à une côte de 237 m sur une longueur de 5.9 Km, la station de pompage assure également un refoulement vers la commune d'Ouled Moussa situé à une côte de 154 m et une distance de 1.4 Km à partir de piquage (nœud C). Le réservoir tampon assure le relai entre la conduite de refoulement en amont et les conduites gravitaires en aval qui alimentent les trois communes Kharrouba, Larbatache et Khemis El Khechna sur une longueur respectivement 1.7 Km, 5.2 Km et 8.3 Km.

✚ Schéma verticale de la variante A :

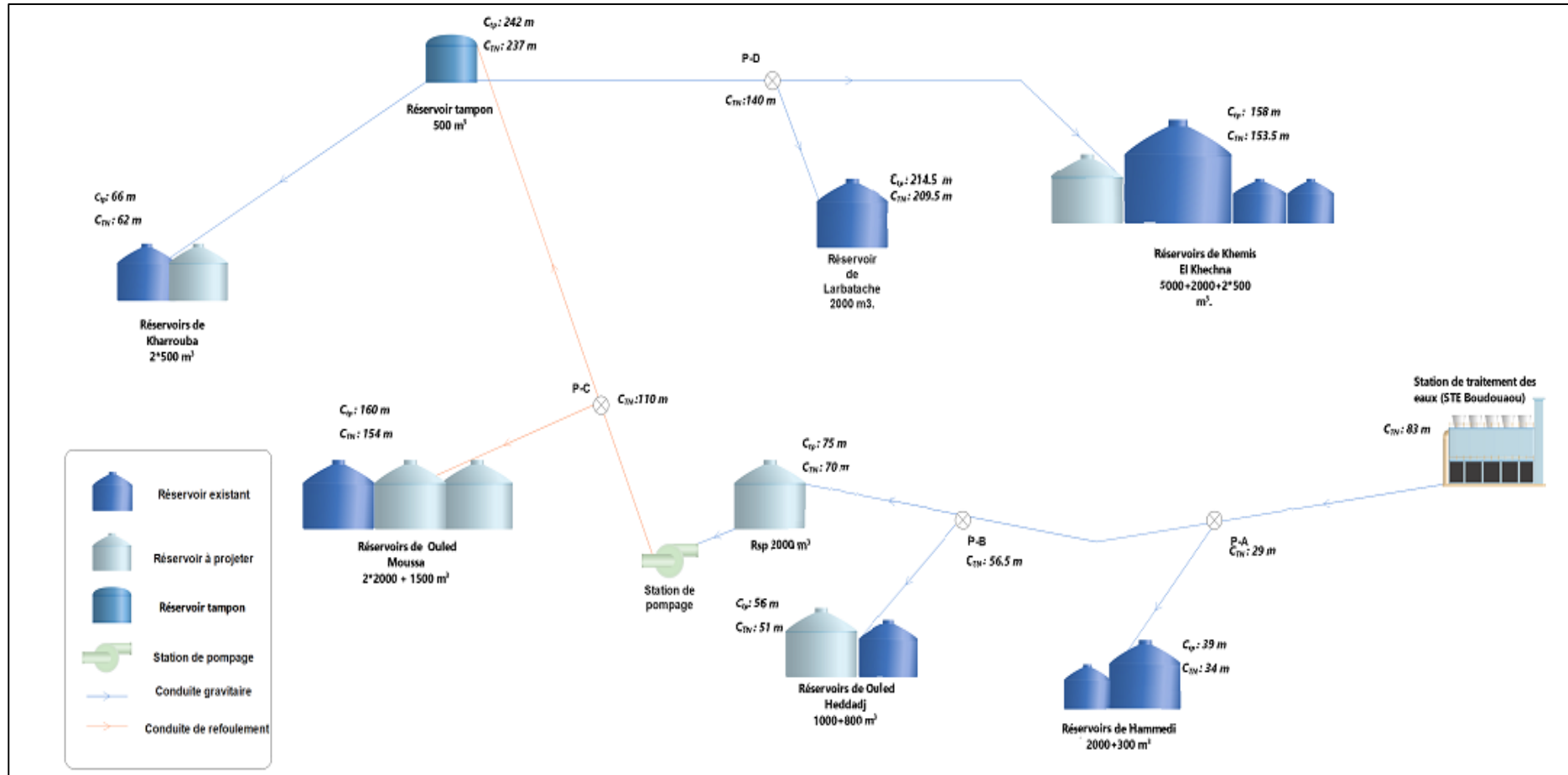


Figure IV-1: Schéma vertical de la variante A.

#### IV.5.2. Variante B

Dans cette variante l'eau s'écoulera gravitairement à l'aide de deux conduites en parallèles qui ont le même point de départ (STE de Boudouaou  $C_{TN} = 83$  m) Tel que :

- La première conduite sert à alimenter les réservoirs de Hammedi et Ouled Heddadj avec un débit égale à 634 l/s.
- La deuxième conduite sert à alimenter la station de pompage projetée à une distance de 9.3 Km et une côte de 70 m par un débit égale à 1358.02 l/s tel que :
  - La station de pompage refoule un débit totale égale à 1629.6 l/s pendant 20 heures à travers de deux conduites distinctes la première conduite refoule vers le réservoir tampon projeter dans le point haut du tracé d'adduction à une côte de 237 m sur une longueur de 5.9 Km, et deuxième conduite refoule vers les réservoirs d'Ouled Moussa situés à une côte de 154 m et une distance de 2.95 Km.
- Le réservoir tampon assure le relai entre la conduite de refoulement en amont et les conduites gravitaires en aval qui alimentent les trois communes Kharrouba, Larbatache et Khemis El Khechna sur une longueur respectivement 1.7 Km, 5.2 Km et 8.3 Km.

✚ Schéma verticale de la variante B

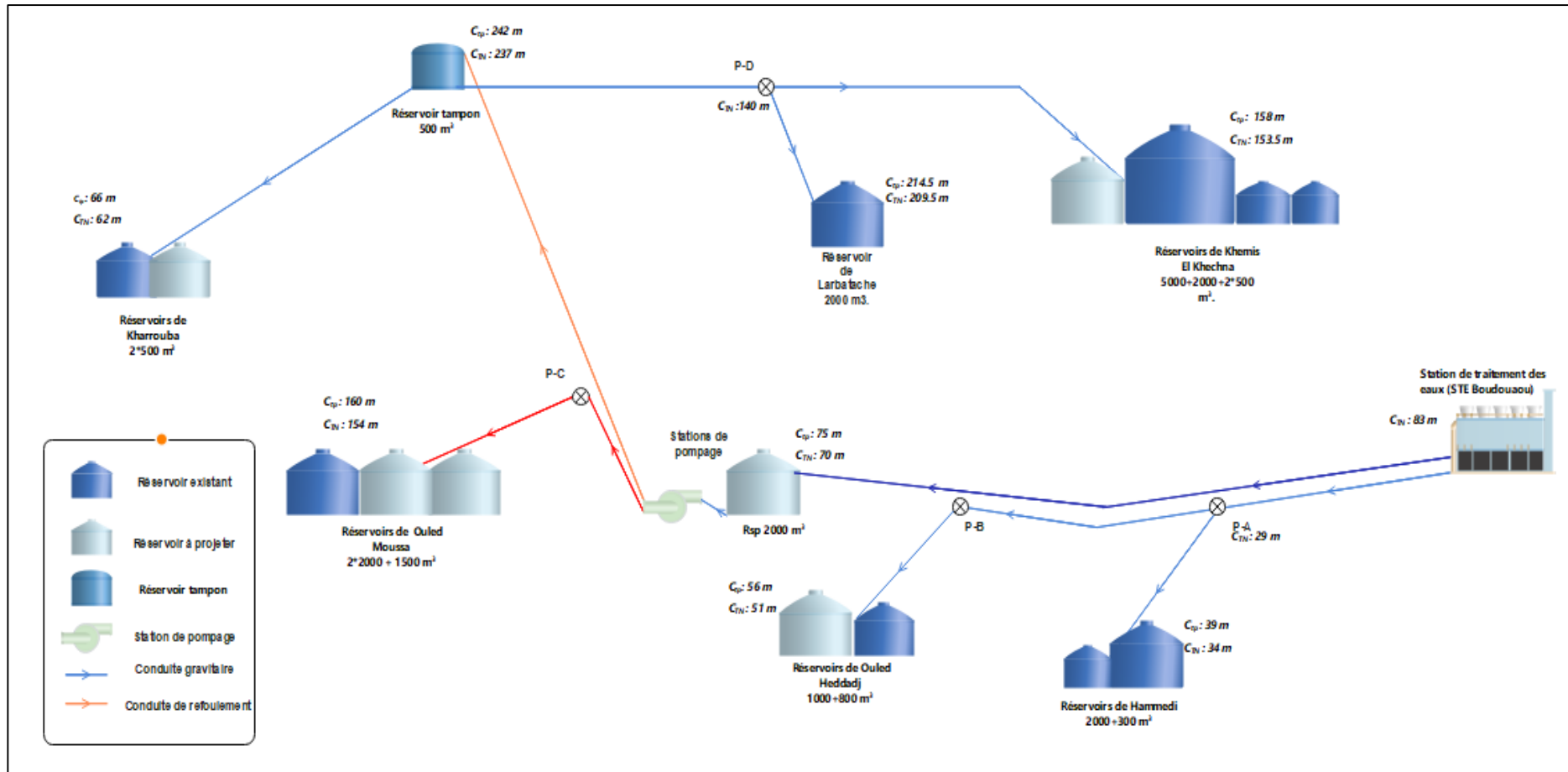


Figure IV-2: Schéma vertical de la variante B.

### IV.5.3. Variante C

Dans cette variante l'eau s'écoulera gravitairement à l'aide de deux conduites en parallèles qui ont le même point de départ (STE de Boudouaou  $C_{TN} = 83$  m) Tel que :

- La première conduite sert à alimenter les réservoirs de Hammedi et Ouled Heddadj avec un débit égale à 634 l/s.
- La deuxième conduite sert à alimenter une station de pompage projeté à une distance de 9.3 Km et une côte de 70 m par un débit égale à 1358.02 l/s.
- L'eau qui arrive à la station de pompage sera refoulée vers le réservoir tampon projeté dans le point haut du tracé d'adduction à une côte de 237 m sur une longueur de 5.9 Km, la station de pompage assure également un refoulement vers la commune d'Ouled Moussa situés à une côte de 154 m et une distance de 1.4 Km à partir de piquage (nœud C).
- Le réservoir tampon assure le relai entre la conduite de refoulement en amont et les conduites gravitaires en aval qui alimentent les trois communes Kharrouba, Larbatache et Khemis El Khechna sur une longueur respectivement 1.7 Km, 5.2 Km et 8.3 Km.

✚ Schéma verticale de la variante C

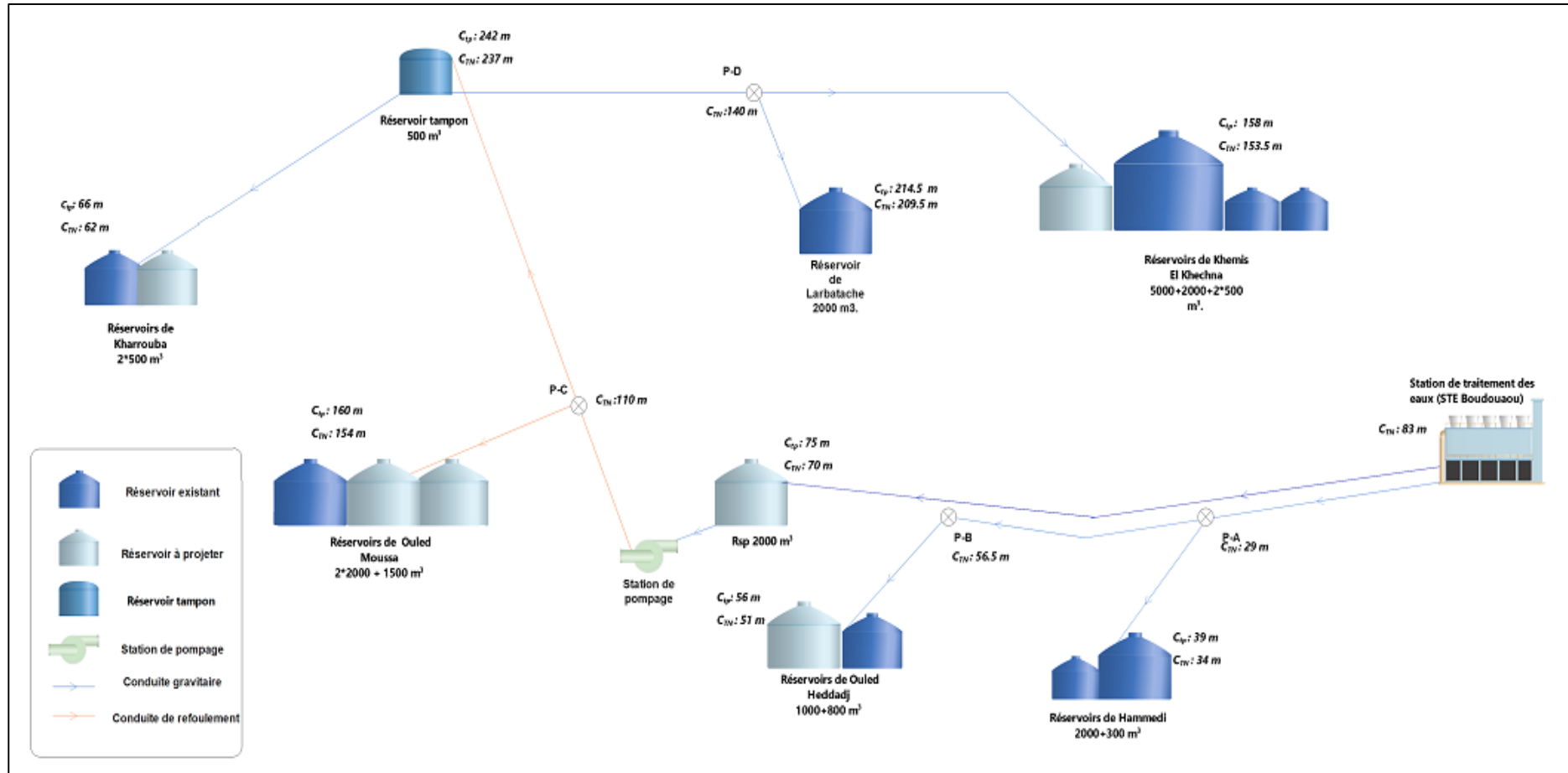


Figure IV-3: Schéma vertical de la variante C.

## ✚ Conclusion

Pour la variante A, le dimensionnement des conduites gravitaires nous va conduire vers des diamètres très gros qui sont supérieurs à 1800 mm avec une charge disponible très faible, c'est très coûteux et c'est techniquement difficile à entretenir. Le même problème concernant la conduite de refoulement de la variante C en plus la station de pompage sera de grande capacité donc un coût d'exploitation important.

Alors, on opte pour des conduites en parallèles, comme étant donné dans la variante B.

## IV.6. Dimensionnement de l'adduction [1] [2]

### IV.6.1. Adduction gravitaire

#### IV.6.1.1 Le diamètre avantageux

L'écoulement est gravitaire, donc on détermine le diamètre avantageux à partir de la formule de la perte de charge (formule de Darcy-weisbakh) :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (IV.1)$$

Donc le diamètre avantageux sera :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV.2)$$

Avec :

$\Delta H_t$  : perte de charge totale (m).

$K'$  : coefficient de perte de charge.

$L_{eq}$  : longueur équivalente de la conduite (m).

$$L_{eq} = L_g + L_{ev}$$

$L_g$  : longueur réelle (géométrique) de la conduite (m).

$L_{ev}$  : longueur équivalente aux pertes de charge singulières (m) ( $L_{ev} = 15\% L_g$ ).

D'où :  $L_{eq} = 1.15 * L_g$ .

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $m^3/s$ ) (débit maximum journalier).

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

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon chaque type de matériau, les paramètres sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-1:** Caractéristiques des matériaux :

Matériau	K'	m	$\beta$
Acier et fonte	0.00179-0.001735	5.1-5.3	1.9-2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.772	2

Source : Alimentation en potable des agglomérations, Pr.B.SALAH

Dans notre cas on a va travailler par des conduites en fonte et en PEHD donc :

- $K'=0.00179$ ,  $m=5.2$ ,  $\beta=2$  pour les conduites en fonte.
- $K'=0.001052$ ,  $m=4.772$ ,  $\beta=2$  pour les conduites en PEHD.

#### IV.6.1.2 La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie entre 0.5 et 2 m/s. On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de la continuité :

$$Q = v * S \rightarrow v = \frac{Q}{S} = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s).

S : section de la conduite (m<sup>2</sup>).

v : vitesse d'écoulement (m/s).

D : diamètre nominale de la conduite (m).

### IV.6.2. Adduction par refoulement

#### IV.6.2.1 Le diamètre économique

Pour dimensionner la conduite de refoulement, on doit établir une étude technico-économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses d'investissement et celle d'exploitation, en effet la conduite de refoulement et la station de pompage sont dépendantes de telle façon plus que le diamètre de la conduite de refoulement décroît plus la perte de charge sera grande



d'où l'énergie dépensée sera importante, et l'inverse plus que les frais d'investissement augmentent les frais d'exploitation diminuent.

#### IV.6.2.2 Calcul des pertes de charge

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduite d'adduction :

- **Pertes de charge linéaires**

Les pertes de charges linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisation et dépendent du :

- Diamètre de la conduite.
- Débit véhiculé par la conduite.
- De la rugosité et la longueur de la conduite.

Les pertes de charges linéaires sont déterminées par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{IV. 3})$$

Avec :

$\Delta H_L$  : Perte de charge linéaire (m).

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (g=9.81 m/s<sup>2</sup>).

I : le gradient hydraulique en (m/m).

Sachant que la formule de continuité nous donne Q = V\*S, alors :

$$\Delta H_L = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{g * \pi^2 * D^5} \quad (\text{IV. 4})$$

Si on tient compte du régime d'écoulement :

$$\Delta H_L = \frac{8 * \lambda * L * Q^\beta}{g * \pi^2 * D^m} \quad (\text{IV. 5})$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire adimensionnel.

$\lambda$  est donné par la formule de NIKURADZE :  $\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{D}\right)\right)^{-2}$ .

$\varepsilon$  : la rugosité de la conduite.

$L$  : longueur de la conduite d'adduction en (m).

$D$  : Diamètre intérieur de la conduite (m).

$\beta$  : Exposant tenant compte du régime d'écoulement (tableau IV.1).

$m$  : Exposant tenant compte du type du matériau (tableau IV.1).

- **Pertes de charge singulières**

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 15% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_S = 15\% * \Delta H_L \quad (\text{IV.6})$$

Par la suite, la perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$\Delta H_T = \Delta H_S + \Delta H_L = \Delta H_L + 0.15 * \Delta H_L \quad (\text{IV.7})$$

$$\Delta H_T = 1.15 * \Delta H_L \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

$\Delta H_T$  : la perte de charge totale (m).

$\Delta H_L$  : Perte de charge linéaire (m).

$\Delta H_S$  : Perte de charge singulière (m).

#### IV.6.2.3 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) [2]

La hauteur manométrique totale d'une pompe est la différence de pression en mètre de colonne de liquide entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T \quad (\text{IV.9})$$

$H_g$  : La hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique de plan de pompage (m)

$\Delta H_T$  : : la perte de charge totale (m).

#### IV.6.2.4 Puissance absorbée de la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est exprimée par la relation suivante :

$$P_a = \frac{\rho g Q H_{MT}}{\eta} \quad (\text{IV. 10})$$

$P_a$  : Puissance absorbée par la pompe (kW).

$Q$  : Débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s).

$\rho$  : masse volumique de l'eau (1000 kg/ m<sup>3</sup>).

$g$  : accélération de la pesanteur ( $g= 9.81 \text{ m/s}^2$ ).

$\eta$  : Rendement de la pompe en % (0.7 à 0.8).

#### IV.6.2.5 Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée est donnée par la formule suivante :

$$E = P_a * t * 365 \quad (\text{IV. 10})$$

Avec :

$P_a$  : Puissance absorbée par la pompe (KW).

$E$  : Energie consommée par la pompe (KWh).

$T$  : temps de pompage par jour (20h).

#### IV.6.2.6 Les frais d'exploitation

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

$$F_{exp} = E * e \quad (\text{IV. 11})$$

$F_{exp}$  : Les frais d'exploitation (DA).

$E$  : Energie consommée par la pompe (KWh).

$e$  : prix unitaire d'un KWh d'énergie.

**Tableau IV-2:** variation journalière des tarifs de l'énergie.

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(h)	(DA)
Heures pleines	06h-17h	11	4.98
Heures de pointes	17h-21h	4	8.35
Heures creuses	21h-06h	9	0.68

Source : SONALGAZ

Les heures de pompage seront pendant la période définie entre 21 h à 17 h pour éviter les heures de pointes.

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage sera égale à :

$$e = (11 \cdot 4.98 + 9 \cdot 0.68) / 20 = 3.045 \text{ DA.}$$

#### IV.6.2.7 Les frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_c * A \quad (\text{IV. 12})$$

$F_{am}$  : Les frais d'amortissement (DA).

$P_c$  : Prix de la conduite en (DA).

$A$  : Amortissement annuel (Annuité).

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \quad (\text{IV. 13})$$

$i$  : Taux d'annuité annuel ( $i = 8\%$ ).

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

Donc :

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.088$$

On prend  $A = 0.089$

## IV.7. Calcul hydraulique

### IV.7.1. Choix du matériau

Concernant la nature des canalisations il dépend principalement de l'aspect technico-économique de la conception .

D'un point de vue économique, pour les diamètres supérieurs à 400 mm, il est préférable de prévoir des conduites en fonte ductile plutôt qu'en PEHD. D'un point de vue technique, la conduite doit résister à la pression de service. Les conduites en fonte ductile sont caractérisées par une pression nominale de 25 bars, ce qui oriente notre choix vers ce type de matériau notamment lorsqu'il s'agit de pression supérieure à la pression nominale des conduites en PEHD (16 bars) pour les faibles diamètres. Dans notre projet, on prévoit des conduites en PEHD pour les diamètres inférieurs à 600, et des conduites en fonte ductile pour les diamètres supérieurs ou égale à 600 mm

### IV.7.2. Calcul des diamètres avantageux des tronçons des conduites gravitaires

Le dimensionnement de ce tronçon sera par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écèlement de la ligne de charge et d'avoir des surpressions dans les points bas de l'adduction gravitaire. Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible  $\Delta H_d$ .

Pour la détermination du diamètre avantageux d'un tronçon gravitaire, on procède par un tâtonnement, tel que :

- On détermine la longueur géométrique de la conduite entre le point de départ et le point d'arrivée.
- On détermine la charge disponible entre le point de départ et le point d'arrivée de chaque tronçon.
- Par hypothèse, on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge et on détermine le diamètre avantageux moyennant la formule de Darcy - weisbakh (IV. 2).
- On choisit un diamètre normalisé pour chaque tronçon.
- Concernant les tronçon 2 et 6 on impose une pression au sol dans les points de piquages A, D qui égale à  $P_A = 4$  bars,  $P_D = 8$  bars respectivement et sachant que la côte de terrain naturel dans ces points égale à  $C_{TN,A} = 29$  m,  $C_{TN,D} = 140$  m, on aura la côte piézométrique.

Avant d'entamer le dimensionnement on résume les caractéristiques de chaque tronçon dans le tableau suivant :

**Tableau IV-3:** Caractéristiques des différents tronçons de l'adduction.

Tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Type d'adduction	Débit véhiculé (l/s)	Longueur géométrique (m)	Longueur équivalent (m)
1	STE Boudouaou	Station de pompage	gravitaire	1358.04	9309	10705.35
2	STE Boudouaou	Piquage A	gravitaire	633.96	5536	6366.4
3	Piquage A	R-Hammedi	gravitaire	361.92	14553	16735.95
4	Piquage A	R-Ouled Heddadj	gravitaire	272.04	2484	2856.6
5	Réservoir tampon	R-Kharrouba	gravitaire	117.5	1735	1995.25
6	Réservoir tampon	Piquage D	gravitaire	1022.65	3823	4396.45
7	Piquage D	R-Khemis El Khechna	gravitaire	813.66	4489	5162.35
8	Piquage D	R-Larbatache	gravitaire	208.99	1081	1243.15

Les diamètres avantageux sont calculés à base des formule Darcy-weisbakh sont représentés dans les tableau suivant :

**Tableau IV-4:** Calcul des diamètres avantageux pour les tronçons gravitaires.

N° de Tr	Débit véhiculé (L/s)	Longueur équivalente (m)	C <sub>p</sub> départ (m)	C <sub>p</sub> arrivé (m)	Charge disponible $\Delta H_d$ (mce)	Diamètre calculé (m)	Diamètre normalisé (mm)
1	1385.02	10704.7	84	75	9	1.276	Fonte-PN25-DN 1400
2	633.96	6365.68	84	70	14	0.785	Fonte-PN25-DN 800
3	361.92	16735.49	70	39	31	0.654	Fonte-PN25-DN 700
4	272.04	2856.56	70	56	14	0.408	PEHD-PN16-DN 500
5	117.5	2293.36	237	66	171	0.162	Fonte-PN40-DN 300
6	1022.65	5055.65	237	220	17	0.870	Fonte-PN25-DN 900
7	813.66	5935.11	220	158	1262	0.551	Fonte-PN25-DN 700
8	208.99	1429.12	220	214.5	5.5	0.384	PEHD-PN16-DN 500

- Vérification des vitesses et calcul des pertes de charges

**Tableau IV-5:** les vitesses et les pertes de charge pour les tronçons gravitaires.

N° de Tr	Débit véhiculé (L/s)	Longueur équivalente (m)	Diamètre normalisé (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge totale $\Delta H_t$ (mce)
1	1385.02	10704.7	Fonte-PN25-DN 1400	1400	1.04	5.6
2	633.96	6365.68	Fonte-PN25-DN 800	800	1.26	12.71
3	361.92	16735.49	Fonte-PN25-DN 700	700	0.94	21.80
4	272.04	2856.56	PEHD-PN16-DN 500	409.2	2.07	13.75
5	117.5	2293.36	Fonte-PN40-DN 300	300	1.66	25.23
6	1022.65	5055.65	Fonte-PN25-DN 900	900	1.61	14.23
7	813.66	5935.11	Fonte-PN25-DN 700	700	2.11	39.08
8	208.99	1429.12	PEHD-PN16-DN 500	409.6	1.59	4.06

### IV.7.3. Calcul des diamètres économique des conduites de refoulement

#### IV.7.3.1 Choix du matériau

Concernant la nature des conduites de refoulement, on a opté pour des conduites en fonte à cause de la disponibilité d'une grande gamme des diamètres qui varient entre 40 et 2000 mm, et supporte des pressions de service atteignant 50 bars.

L'usine de fabrication des tubes devra être dotée de système de qualité conformes aux prescriptions internationales.

#### IV.7.3.2 Tronçon A (SP – Réservoirs de Ouled Moussa)

- **Caractéristique de tronçon**

**Tableau IV-6:** Caractéristiques du tronçon SP- R.Ouled Moussa.

Tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Débit véhiculé (l/s)	Longueur géométrique (m)	Hg (m)
A	SP	R-Ouled Moussa	489.72	2924	90

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

- **Les frais d'investissement**

**Tableau IV-7:** Les frais d'investissement du tronçon SP – Réservoirs de Ouled Moussa.

Diamètre intérieur (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	Frais d'investissement (DA)	Anuité A	Frais d'amortissement (DA)
100	6682.31	2924	19539074.44	0.089	1738977.625
150	8534.23		24954088.52		2220913.878
200	10323.1		30184744.4		2686442.252
250	11542.36		33749860.64		3003737.597
300	12336.05		36070610.2		3210284.308
350	13521.23		39536076.52		3518710.81



**Suite du Tableau IV.7:** Les frais d'investissement du tronçon SP – Réservoirs de Ouled Moussa

Diamètre intérieur (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	Frais d'investissement (DA)	Anuité A	Frais d'amortissement (DA)
400	14910.06	2924	43597015.44	0.089	3880134.374
450	15982.11		46731689.64		4159120.378
500	17885.15		52296178.6		4654359.895
600	22831.78		66760124.72		5941651.1
700	27777.32		81220883.68		7228658.648
800	31722.86		92757642.64		8255430.195
900	35668.4		104294401.6		9282201.742
1000	39613.94		115831160.6		10308973.29

- Les frais d'exploitation

**Tableau IV-8:** Calcul de l'HMT.

Diamètre en (mm)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (mce)	HMT (mce)
100	62.353	0.015181	47.67861365	2924	160324.106	160414.106
150	27.712	0.013956	5.32243526	2924	17897.221	17987.221
200	15.588	0.013175	1.12565678	2924	3785.133	3875.133
250	9.976	0.012613	0.33771409	2924	1135.597	1225.597
300	6.928	0.012180	0.12637012	2924	424.932	514.932
350	5.090	0.011832	0.05506871	2924	185.174	275.174
400	3.897	0.011541	0.02682652	2924	90.207	180.207
450	3.079	0.011294	0.01422886	2924	47.846	137.846
500	2.494	0.011080	0.00807062	2924	27.138	117.138
600	1.732	0.010723	0.00302654	2924	10.177	100.177
700	1.273	0.010435	0.00132123	2924	4.443	94.443

Suite du tableau IV.8: Calcul de l'HMT.

Diamètre en (mm)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (mce)	HMT (mce)
800	0.974	0.010194	0.00064460	2924	2.168	92.168
900	0.770	0.009989	0.00034234	2924	1.151	91.151
1000	0.624	0.009810	0.00019440	2924	0.654	90.654

Les frais d'exploitation de la station de pompage sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-9** : Les frais d'exploitation de la station de pompage.

Diamètre (mm)	Hmt (m)	P (Kwatt)	E (KWh)	Fexp (DA)
100	160414.106	1027538.589	7501031702	22840641532
150	17987.221	115217.8192	841090080.2	2561119294
200	3875.133	24822.31319	181202886.3	551762788.6
250	1225.597	7850.610306	57309455.24	174507291.2
300	514.932	3298.417451	24078447.39	73318872.3
350	275.174	1762.637639	12867254.77	39180790.77
400	180.207	1154.321718	8426548.541	25658840.31
450	137.846	882.9775704	6445736.264	19627266.92
500	117.138	750.3336707	5477435.796	16678792
600	100.177	641.6877576	4684320.63	14263756.32
700	94.443	604.9568029	4416184.661	13447282.29
800	92.168	590.3826498	4309793.343	13123320.73
900	91.151	583.872191	4262266.994	12978603
1000	90.654	580.6855715	4239004.672	12907769.23

- **Calcul du bilan**

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

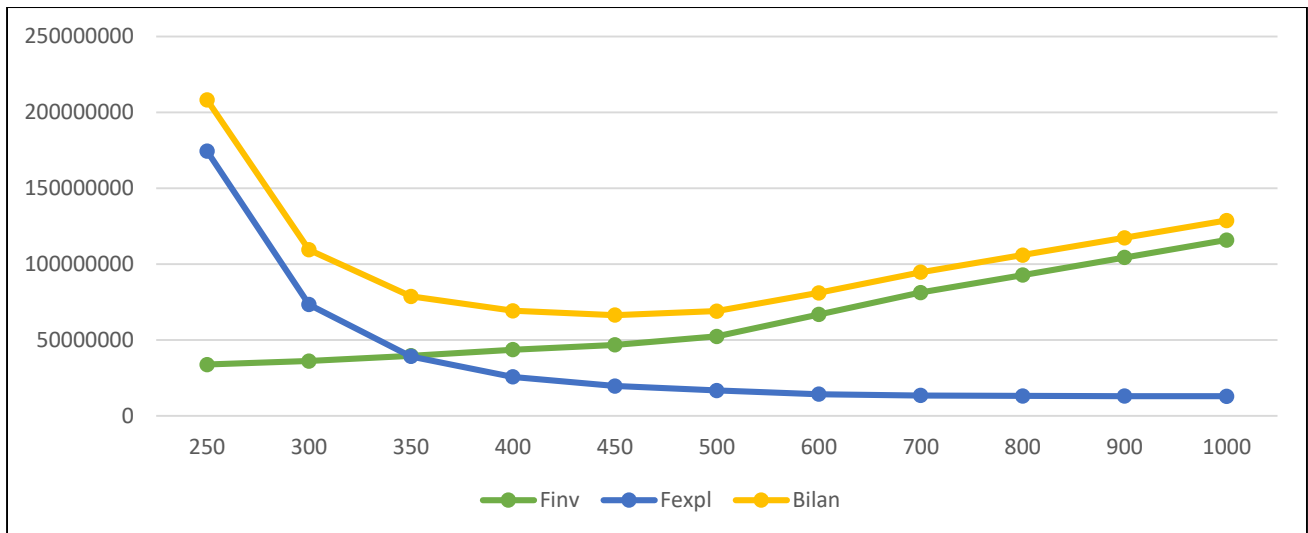
$$P_t = F_{exp} + F_{inv} \quad (\text{IV. 13})$$

Avec :

$P_t$  : Bilan (prix totale) en (DA).

**Tableau IV-10:** calcul du bilan.

<b>Diamètre (mm)</b>	<b>F<sub>inv.Totale</sub> (DA)</b>	<b>F<sub>exp</sub> (DA)</b>	<b>P<sub>t</sub> (DA)</b>
100	19539074.44	22840641532	22860180606
150	24954088.52	2561119294	2586073383
200	30184744.4	551762788.6	581947533
250	33749860.64	174507291.2	208257151.8
300	36070610.2	73318872.3	109389482.5
350	39536076.52	39180790.77	78716867.29
400	43597015.44	25658840.31	69255855.75
450	46731689.64	19627266.92	66358956.56
500	52296178.6	16678792	68974970.6
600	66760124.72	14263756.32	81023881.04
700	81220883.68	13447282.29	94668165.97
800	92757642.64	13123320.73	105880963.4
900	104294401.6	12978603	117273004.6
1000	115831160.6	12907769.23	128738929.8



**Figure IV-4:** Courbe d'optimisation de la conduite de refoulement (Tronçon SP- R.Ouled Moussa).

**✚ Constat**

D'après les résultats obtenus ci-dessus, le diamètre le plus économique est  $D = 450$  mm avec une vitesse d'écoulement  $V = 3.08$  m/s, cette vitesse va augmenter l'effet du cout de bélier sur la conduite et afin de minimiser les effets de ce phénomène, la vitesse optimale d'écoulement doit être entre 0.5 m/s et 2 m/s. Donc on prend le diamètre  $D = 600$  mm avec une vitesse d'écoulement acceptable  $V = 1.73$  m/s.

**IV.7.3.3 Tronçon B (SP – Réservoir tampon)**

- **Caractéristique de tronçon**

**Tableau IV-11:** Caractéristiques du tronçon SP- Réservoir tampon.

Tronçon B	Point de départ	Point d'arrivé	Débit véhiculé (l/s)	Longueur géométrique (m)	Hg (m)
	SP	Réservoir tampon	1139.9	5988	172

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

- **Les frais d'investissement**

**Tableau IV-12:** Les frais d'investissement du tronçon SP – Réservoirs tampon

Diamètre intérieur (mm)	Prix de ml (DA)	Longueur (m)	Frais d'investissement (DA)	Anuité A	Frais d'amortissement (DA)
350	13521.23	5988	80965125.24	0.089	7205896.146
400	14910.06		89281439.28		7946048.096
450	15982.11		95700874.68		8517377.847
500	17885.15		107096278.2		9531568.76
600	22831.78		136716698.6		12167786.18
700	27777.32		166330592.2		14803422.7
800	31722.86		189956485.7		16906127.23
900	35668.4		213582379.2		19008831.75
1000	39613.94		237208272.7		21111536.27
1100	43553.5		260798358		23211053.86
1200	47498.5		284421018		25313470.6
1400	55388.5		331666338		29518304.08

- Les frais d'exploitation :

**Tableau IV-13:** Calcul de l'HMT.

Diamètre en (mm)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (mce)	HMT (mce)
350	11.848	0.011832	0.29836145	5988	2054.577	2226.577
400	9.071	0.011541	0.14534567	5988	1000.879	1172.879
450	7.167	0.011294	0.07709177	5988	530.869	702.869
500	5.805	0.011080	0.04372653	5988	301.110	473.110
600	4.032	0.010723	0.01639773	5988	112.918	284.918
700	2.962	0.010435	0.00715843	5988	49.294	221.294
800	2.268	0.010194	0.00349245	5988	24.050	196.050
900	1.792	0.009989	0.00185481	5988	12.773	184.773
1000	1.451	0.009810	0.00105325	5988	7.253	179.253

Suite du tableau IV.13: Calcul de l'HMT.

Diamètre en (mm)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	I (m/m)	L (m)	$\Delta H_t$ (mce)	HMT (mce)
1100	1.199	0.009653	0.00063134	5988	4.348	176.348
1200	1.008	0.009512	0.00039573	5988	2.725	174.725
1400	0.74	0.009271	0.00017303	5988	1.925	173.192

Les frais d'exploitation de la station de pompage sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV-14** : Les frais d'exploitation de la station de pompage.

Diamètre (mm)	Hmt (m)	P (Kwatt)	E (KWh)	Fexp (DA)
350	2226.577	33198.01705	242345524.5	737942122
400	1172.879	17487.50481	127658785.1	388721000.7
450	702.869	10479.70607	76501854.32	232948146.4
500	473.110	7054.013045	51494295.23	156800129
600	284.918	4248.097751	31011113.58	94428840.87
700	221.294	3299.475346	24086170.03	73342387.74
800	196.050	2923.079787	21338482.45	64975679.05
900	184.773	2754.939125	20111055.61	61238164.33
1000	179.253	2672.640729	19510277.32	59408794.45
1100	176.348	2629.322831	19194056.67	58445902.55
1200	174.725	2605.132237	19017465.33	57908181.92
1400	173.192	2582.266767	18850547.4	57399916.83

- Calcul du bilan

Tableau IV-15: calcul du bilan.

Diamètre (mm)	F <sub>inv.Totale</sub> (DA)	F <sub>exp</sub> (DA)	Pt (DA)
350	80965125.24	737942122	818907247.3
400	89281439.28	388721000.7	478002440
450	95700874.68	232948146.4	328649021.1
500	107096278.2	156800129	263896407.2
600	136716698.6	94428840.87	231145539.5
700	166330592.2	73342387.74	239672979.9
800	189956485.7	64975679.05	254932164.7
900	213582379.2	61238164.33	274820543.5
1000	237208272.7	59408794.45	296617067.2
1100	260798358	58445902.55	319244260.6
1200	284421018	57908181.92	342329199.9
1400	331666338	57399916.83	389066254.8

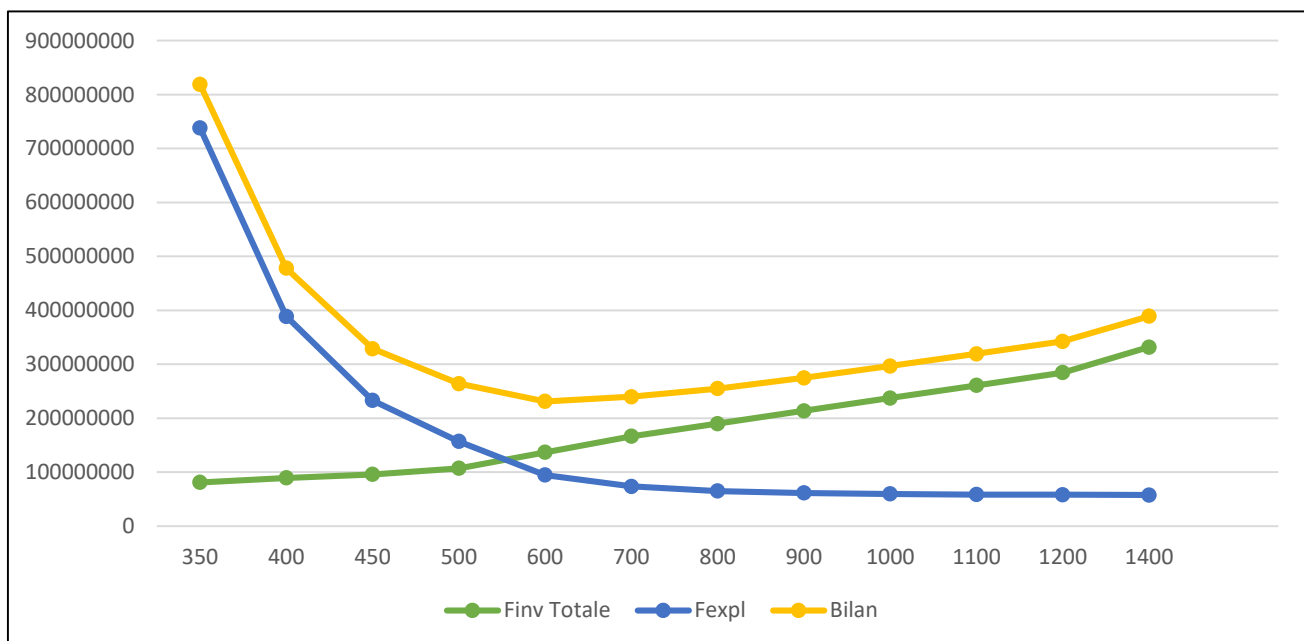


Figure IV-5: Courbe d'optimisation de la conduite de refoulement (Tronçon SP- R.tampon).

**✚ Constat :**

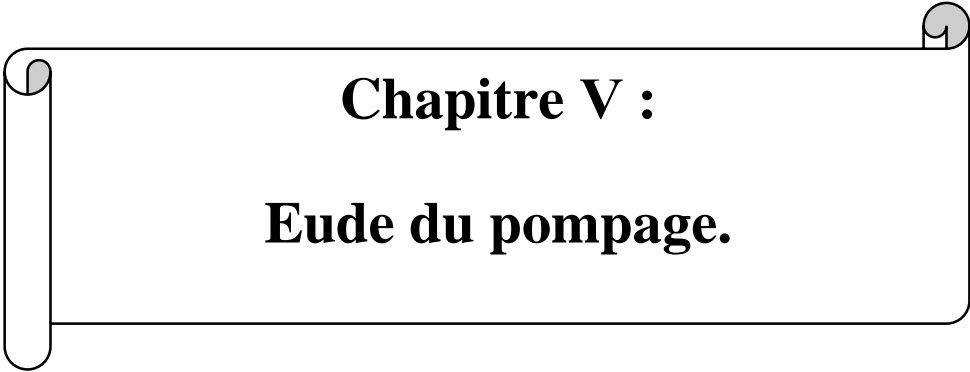
D'après les résultats obtenus ci-dessus, le diamètre le plus économique est  $D = 600$  mm avec une vitesse d'écoulement  $V = 4.03$  m/s, cette vitesse va augmenter l'effet du coup de bélier sur la conduite et afin de minimiser les effets de ce phénomène, la vitesse optimale d'écoulement doit être entre 0.5 et 2 m/s. Donc on prend le diamètre  $D = 900$  mm avec une vitesse d'écoulement acceptable  $V = 1.79$  m/s.

**IV.8. Conclusion**

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres les plus avantageux des conduites gravitaires pour assurer une pression suffisante aux points d'arrivés de ces dernières, d'où nous avons opté pour des diamètres qui varie entre 300 et 1400 mm avec une variation du matériau entre la fonte et le PEHD afin de minimisé le coup de la réalisation du projet.

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de déterminer les diamètres les plus économiques appropriés aux conduites d'adduction par refoulement, tel que nous avons opté pour une conduite en Fonte DN-600 mm pour le tronçon A, et une conduite en Fonte DN-900 mm pour le tronçon B.





**Chapitre V :**  
**Eude du pompage.**

## Chapitre V : Etude de pompage

### V.1. Introduction

La topographie de notre région d'étude et la position de la source d'alimentation nous a conduits à projeter une station de pompage qui vont permettre de fournir une charge pour faire face à l'aspect accidentel du terrain.

Ce chapitre a pour but, de déterminer le type de pompe adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit et la hauteur manométrique totale, appelés par le réseau, en tenant compte des conditions de bon fonctionnement.

### V.2. Définition

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents. La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal.
- vertical.
- oblique.

### V.3. Critères de l'emplacement de la station de pompage [3]

Pour l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les critères suivant :

- Eviter les zones instables (sismiques et inondables).
- Prévoir d'accès pour tous les ouvrages.
- Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier.
- Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
- Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

### V.4. Choix de type de pompe [7]

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur  $HMT$ .
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Etre fabriquée en série.
- Doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique.

## V.5. Classification des pompes

Les pompes sont divisées en deux catégories principales :

- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

### V.5.1. Pompes volumétriques

Le déplacement du fluide à l'intérieur de la pompe se fait par la variation du volume. D'où on distingue deux types :

- Les pompes alternatives (à piston).
- Les pompes rotatives (à rotor tournant).

Elles sont utilisées dans les machines à outils, les engins de travaux publics et dans certains circuits hydrauliques d'avions ou des bateaux. Généralement, elles conviennent pour des faibles débits à des pressions élevées.

### V.5.2. Turbopompes

Le principe de fonctionnement des turbos-pompes consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif de la pompe appelé « la roue » ou « rotor ». Les turbos-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable et l'irrigation.

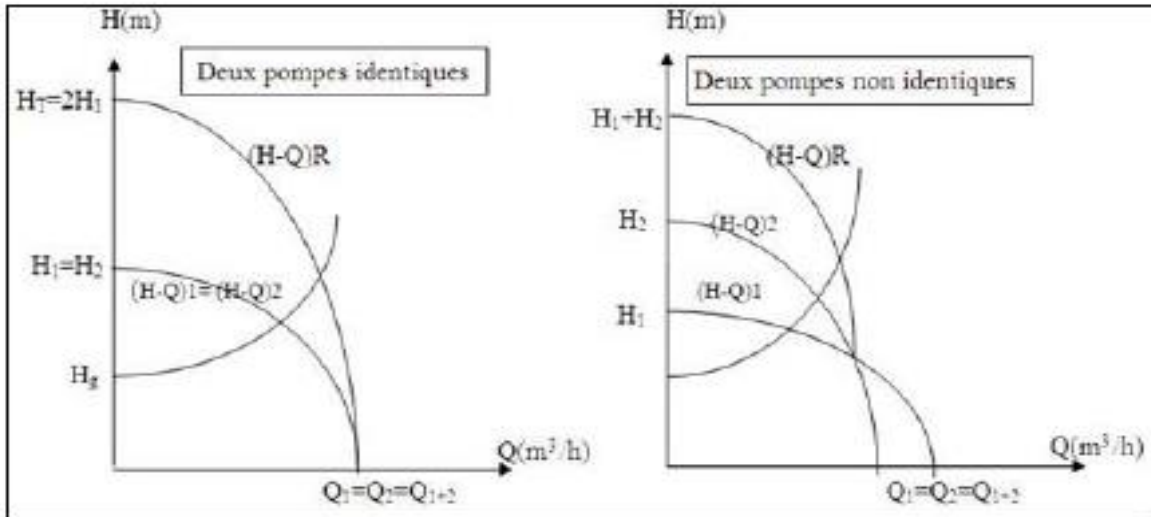
On peut classer les turbos-pompes selon les paramètres suivants :

- ❖ **Selon le type de la roue :**
  - ✓ Les pompes hélices (axiales).
  - ✓ Les pompes centrifuges.
  - ✓ Les pompes hélico-centrifuges.
- ❖ **Selon le nombre d'éléments disposé en série :**
  - ✓ Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprennent une série d'aubes fixes, utilisées pour des pressions moyennes de 15 m à 100 m d'eau.
  - ✓ Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série, le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule, utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.
- ❖ **Selon la disposition de l'axe de la pompe :**
  - ✓ Les pompes axiales.
  - ✓ Les pompes horizontales.
- ❖ **Selon la nature de fluide véhiculé :**
  - ✓ Fluide compressible.
  - ✓ Fluide incompressible.
- ❖ **Selon l'importance de la pression produite :**
  - ✓ Basse pression.
  - ✓ Moyenne pression
  - ✓ Haute pression.

**V.6. Couplage des pompes [3]**

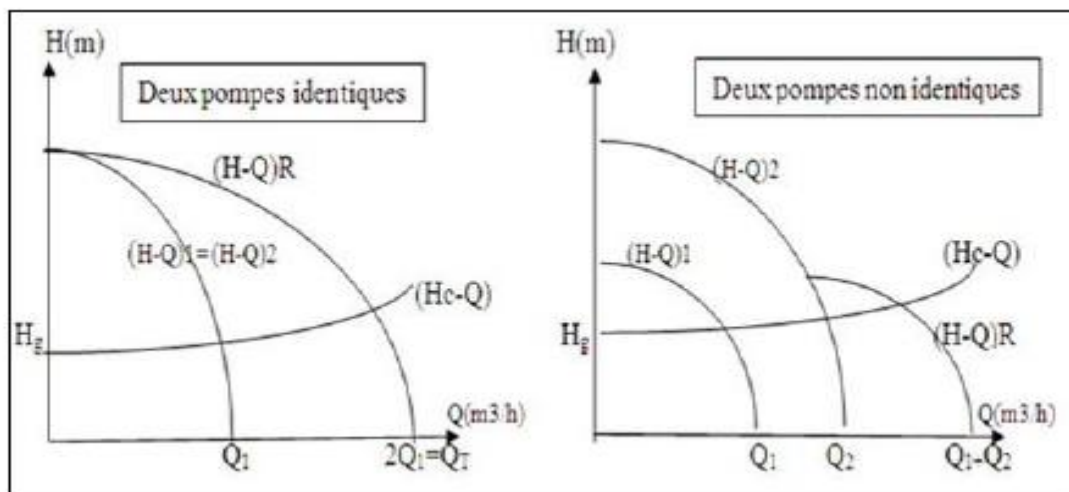
On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : dans ce cas les pompe sont placées sur la même conduite l'une après l'autre, ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.



**Figure V-1:** Courbe caractéristique de deux pompes en série.

- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.



**Figure V-2:** Courbe caractéristique de deux pompes en parallèle.

## V.7. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes  $n$  minimal.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

## V.8. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges [3]

### V.8.1. Le débit de pompage (Q)

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

### V.8.2. La hauteur manométrique totale

Elle est obtenue en sommant hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit :

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (V.1)$$

Avec :

$H_{mt}$  : La hauteur manométrique totale en (m).

$H_g$  : La hauteur géométrique en (m).

$J_{asp}$  : Pertes de charge à l'aspiration en (m).

$J_{ref}$  : Pertes de charge au refoulement en (m).

### V.8.3. La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

### V.8.4. La puissance :

On distingue deux types de puissance :

#### V.8.4.1 La puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = \frac{g * H_{mt} * Q}{\eta} \quad (V.2)$$

Avec :

$P_a$  : Puissance absorbée par la pompe (Kw).

$Q$  : Débit refoulé par la pompe ( $m^3/s$ ).

$\eta$  : le rendement de la pompe.

#### V.8.4.2 La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, notée  $P_U$  :

$$P_U = g * H_{mt} * Q \quad (V.3)$$

#### V.8.5. Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile  $P_U$  et la puissance absorbée par la pompe  $P_a$ , noté  $\eta$ .

$$\eta = \frac{P_U}{P_a} \quad (V.4)$$

### V.9. Les courbes caractéristiques

#### V.9.1. Courbes caractéristique des pompes centrifuges

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, sont les suivantes :

a) **La courbe débit-hauteur [ $H = f(Q)$ ]** : elle présente les variations des différentes hauteurs en fonction du débit.

b) **La courbe puissance-débit [ $P = f(Q)$ ]** : elle présente les variations des puissances en fonction du débit.

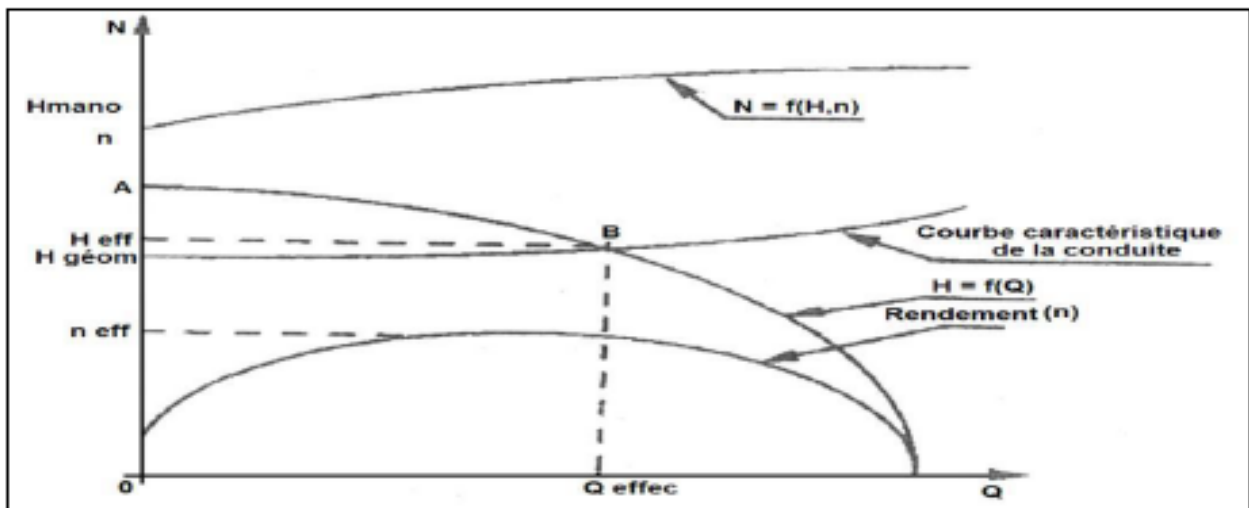


Figure V-3: les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

c) **La courbe rendement-débit [ $\eta = f(Q)$ ]** : elle exprime les variations des rendements en fonction du débit.

### V.9.2. Courbe caractéristique de la conduite

Le réseau hydraulique sur lequel une pompe débite est lui aussi caractérisé par une courbe hauteur-débit.

La courbe caractéristique de la conduite est déterminée par la formule suivante :

$$H_C = H_g + R * Q^2 \quad (V.5)$$

$H_g$  : hauteur géométrique en (m).

$R * Q^2$  : valeur de la perte de charge au point considéré en (m).

$R$  : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite (m).

$$R = \frac{8 * \lambda * L}{g * \pi^2 * D_{\acute{e}co}^{5.2}} \quad (V.6)$$

$g$  : Accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m/s}^2$ ).

$\lambda$  : Coefficient de frottement linéaire adimensionnel.

$\lambda$  est donné par la formule de NIKURADZE :  $\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{D}\right)\right)^{-2}$ .

$\varepsilon$  : la rugosité de la conduite  $\varepsilon = 0.03 \text{ mm}$ .

$Q$  : Débit refoulé par la pompe ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$L_{ref}$  : longueur de la conduite refoulement en (m).

$D_{\acute{e}co}$  : Diamètre intérieur de la conduite (m).

### V.10. Point de fonctionnement des pompes

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

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitation et le débit lui correspondant dans la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

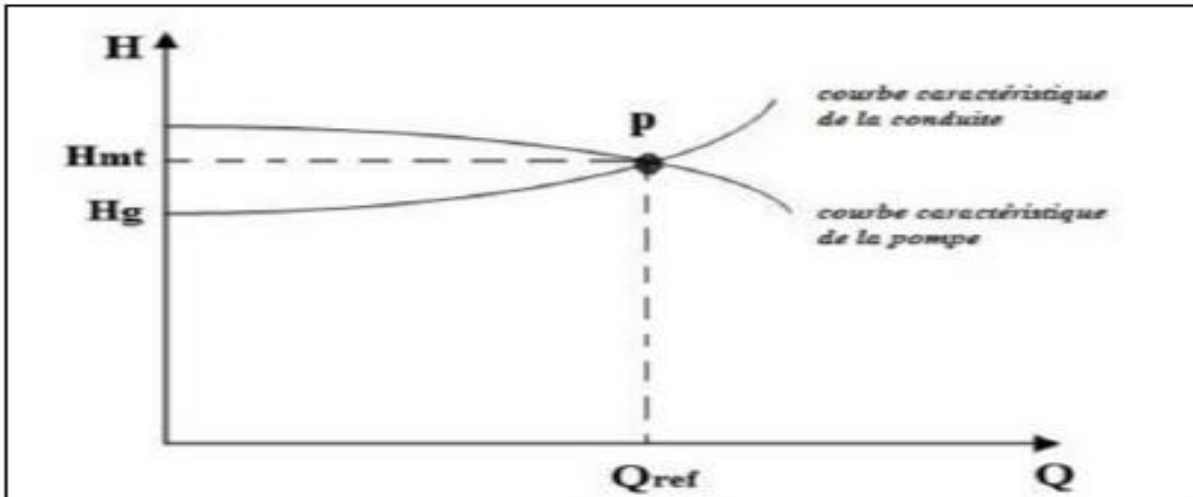


Figure V-4: Point de fonctionnement d'une pompe.

### V.11. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement donnés

Selon le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, on distingue les modes de réglage suivant :

- **Débit disponible > Débit appelé**

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

- ✓ **Réglage qualitatif** : C'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est-à-dire qu'on utilise un moteur à vitesse variable. Pour calculer la nouvelle vitesse de rotation on utilise les lois de similitude pour :

$$\left[\frac{H}{h}\right] = \left[\frac{N}{n}\right]^2 \rightarrow n = N * \sqrt{\frac{h}{H}}$$

Avec :

$n$  : vitesse de rotation après réglage (tr/min).

$N$  : vitesse de rotation initiale de la pompe (tr/min).

- ✓ **Réglage quantitatif** : Appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.

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

$$\eta_{ap.van} = \eta_{av.van} * \frac{H_{app}}{H_{app} + hv} \quad (V.7)$$

$\eta_{ap.van}$  : Le rendement de l'installation après vannage (%).

$\eta_{av.van}$  : Le rendement de l'installation avant vannage (%).

$hv$  : la différence entre la hauteur  $H'_c$  et la hauteur appelée (m)  $hv = H'_c - H_{app}$ .



$H'_c$  : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe [H – Q] (m).

$H_{app}$  : La hauteur appelée (m).

✓ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude...etc).

✓ **Le rognage** :

C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude, pour déterminer l'équation de la droite de rognage.

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q \quad (V.8)$$

C'est une équation d'une droite de la forme :  $H=a*Q$ .

En outre

$$\frac{Q}{Q_{app}} = \left[ \frac{d}{D} \right]^2$$

$$d = D * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}}$$

Avec :

Q : Débit du point de fonctionnement ( $m^3/s$ ).

$Q_{app}$  : Débit appelé par la pompe ( $m^3/s$ ).

D : Diamètre avant le rognage (mm).

d : Diamètre après le rognage (mm).

$$\left[ \frac{D}{d} \right]^2 = \frac{1}{m^2}$$

m : Coefficient de rognage Tel que  $R(\%)=(1-m)*100$ .

Si  $R < 15\%$  rognage efficace, sinon il faut opter pour une autre solution.

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

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

$$t' = t * \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \quad (V.9)$$

Avec :

$t'$  : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).

$t$  : Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h).

$Q_{pf}$  : Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ( $m^3/h$ ).

- **Débit disponible > Débit appelé**

Il existe deux mode de réglage qui sont :

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

## V.12. Calcul des paramètres de la station de pompage

### Remarque :

Dans cette étude, on va déterminer les caractéristiques des groupes électropompes relatif à chaque tronçon afin de réduire le coût d'exploitation de la station de pompage.

### V.12.1. Refoulement SP – Réservoirs de Ouled Moussa

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans le chapitre précédent, on note les caractéristiques du tronçon A dans le tableau suivant :

**Tableau V-1:** Caractéristiques du Tronçon A.

Tronçon A	Côte départ (m)	côte d'arrivée (m)	Longueur (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	$\Delta H_t$ (m)	H <sub>g</sub> (m)	Hmt (m)
SP – R. Ouled Moussa	70	160	2924	0.4897	10.177	90	100.177

### ➤ Choix du nombre de pompe

Le nombre de pompes est défini par la quantité d'eau à pomper et sa variation réelle en temps et en quantité. La capacité totale d'une station de pompage doit être établie de manière à garantir le débit d'eau maximum même si plusieurs pompes sont en panne.

**Tableau V-2:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

N	Réserve	Totale	% du débit pompé	Débit appelé (l/s)	Hmt (mce)	Débit pompé (l/s)	Pabs calculé (Kw)
1	1	2	100	489.72	100.177	489.72	641.69
2	1	3	50	489.72	100.177	244.86	320.84
3	1	4	33.3	489.72	100.177	163.24	213.90
4	2	6	25	489.72	100.177	122.43	160.42
5	2	7	20	489.72	100.177	97.944	128.34
6	2	8	16.7	489.72	100.177	81.62	106.95

**Remarque :** le rendement des pompes est estimé à 75% (compris dans la fourchette de bon fonctionnement).

A partir du tableau (V.2) on déduit que la variante avec 3 pompes est la plus adéquate du point de vue de la combinaison nombre, puissance et débit pompé par chaque pompe minimale.

➤ **Détermination de la puissance du moteur de la pompe**

$$P_m = \frac{P_p}{\eta_m} = \frac{213.9 * 10^3}{0.75} = 286 \text{ Kw}$$

Avec :

- Pp étant la puissance de la pompe.
- ηm étant le rendement du moteur.
- Pm étant la puissance du moteur d'entraînement de la pompe.

➤ **Calcul du courant nominal :**

L'électropompe est entraînée par un moteur asynchrone de puissance Pm = 306 kW sous une tension nominale de 400V 50Hz.

$$I_n = \frac{P_m}{U_n * \sqrt{3} * \cos \varphi} = \frac{286 * 10^3}{380 * \sqrt{3} * 0.85} = 485 \text{ A}$$

Avec :

- Un : tension nominale du réseau triphasé 380V à 50Hz.
- Cosφ : déphasage entre la tension et le courant.

➤ **Les caractéristiques du moteur**

- Fréquence 50 Hz.
- Tension nominale 380 V.
- Vitesse nominale 2900 tr/min.
- Nombre de pôles 2.
- Puissance nominale 286 kW.
- Courant nominal 485 A.
- Type de moteur 3~.
- Classe d'isolation F.
- Degré de protection IP 55.

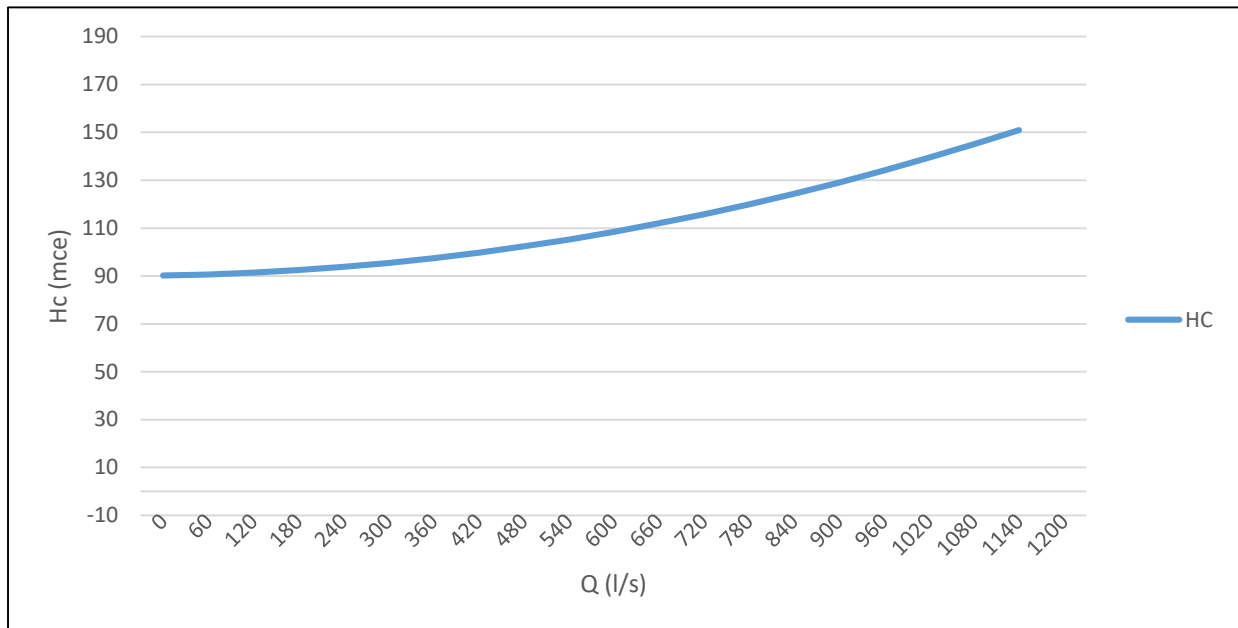
➤ **La courbe caractéristique de la conduite**

Ci-après l'application numérique pour la détermination de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement :

**Tableau V-3:** Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement (SP- R. Ouled Moussa).

Débit véhiculé $3*Q$ (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	D <sub>int</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (mce)	$\Delta H_t$ (mce)	Hc (mce)
0	90	2924	600	0.010723	0	0	90
60	90	2924	600	0.010723	0.133	0.152	90.152
120	90	2924	600	0.010723	0.530	0.610	90.610
180	90	2924	600	0.010723	1.193	1.372	91.372
240	90	2924	600	0.010723	2.121	2.439	92.439
300	90	2924	600	0.010723	3.314	3.811	93.811
360	90	2924	600	0.010723	4.772	5.488	95.488
420	90	2924	600	0.010723	6.495	7.469	97.469
480	90	2924	600	0.010723	8.483	9.756	99.756
540	90	2924	600	0.010723	10.737	12.347	102.347
600	90	2924	600	0.010723	13.255	15.244	105.244
660	90	2924	600	0.010723	16.039	18.445	108.445
720	90	2924	600	0.010723	19.088	21.951	111.951
780	90	2924	600	0.010723	22.401	25.762	115.762
840	90	2924	600	0.010723	25.980	29.877	119.877
900	90	2924	600	0.010723	29.824	34.298	124.298
960	90	2924	600	0.010723	33.933	39.024	129.024
1020	90	2924	600	0.010723	38.308	44.054	134.054
1080	90	2924	600	0.010723	42.947	49.389	139.389
1140	90	2924	600	0.010723	47.852	55.029	145.029
1200	90	2924	600	0.010723	53.021	60.974	150.974

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée sur la figure suivante :



**Figure V-5:** La courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-R.Ouled Moussa).

### Conclusion

Les caractéristiques des pompes du tronçon A sont comme suit :

- Nombre de pompes : 3P+1R
- Type : Pompe centrifuge multicellulaires à axe horizontal.
- Le débit total de refoulement est de  $Q_t = 1763 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- Le débit unitaire de refoulement est de  $Q_u = 587.66 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- La hauteur manométrique total est de  $HMT = 101 \text{ m}$ .

Donc, d'après les caractéristiques de la pompe déterminé ci-avant, on peut choisir les pompes à installer selon les marques disponibles dans le marché.

**Remarque :** après l'installation des pompes, la recherche du point de fonctionnement est primordiale (l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe et celle de la conduite représentée par [Fig V.5]) afin de garantir un bon fonctionnement des pompes et pour vérifier ensuite si une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement par l'un des modes de réglage cités précédemment est envisageable.

### V.12.2. Refoulement SP – Réservoirs tampon

D'après les données recueillies et le choix du diamètre économique dans le chapitre précédent, on note les caractéristiques du tronçon B dans le tableau suivant :

**Tableau V-4:** Caractéristiques du tronçon B.

Tronçon B	Côte départ (m)	côte d'arrivée (m)	Longueur (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	$\Delta H_t$ (m)	H <sub>g</sub> (m)	Hmt (m)
SP – R. tampon	70	242	5988	1.114	12.773	172	184.773

#### ➤ Choix du nombre de pompe

Le nombre de pompes est défini par la quantité d'eau à pomper et sa variation réelle en temps et en quantité. La capacité totale d'une station de pompage doit être établie de manière à garantir le débit d'eau maximum même si plusieurs pompes sont en panne.

**Tableau V-5:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre.

N	Réserve	Totale	% du débit pompé	Débit appelé (l/s)	Hmt (mce)	Débit pompé (l/s)	Pabs calculé (Kw)
1	1	2	100	1.114	184.773	1114	2692.35
2	1	3	50.0	1.114	184.773	557	1346.17
3	1	4	33.3	1.114	184.773	371.3333	897.45
4	2	6	25.0	1.114	184.773	278.5	673.09
5	2	7	20.0	1.114	184.773	222.8	538.47
6	2	8	16.7	1.114	184.773	185.6667	448.72

**Remarque :** le rendement des pompes est estimé à 75% (compris dans la fourchette de bon fonctionnement).

A partir du tableau (V.5) on déduit que la variante avec 3 pompes est la plus adéquate du point de vue de la combinaison nombre, puissance et débit pompé par chaque pompe minimale.

#### ➤ Détermination de la puissance du moteur de la pompe :

$$P_m = \frac{P_p}{\eta_m} = \frac{897.45 * 10^3}{0.75} = 1197 \text{ Kw}$$

Avec :

- P<sub>p</sub> étant la puissance de la pompe.
- η<sub>m</sub> étant le rendement du moteur.
- P<sub>m</sub> étant la puissance du moteur d'entraînement de la pompe.

➤ **Calcul du courant nominal**

L'électropompe est entraînée par un moteur asynchrone de puissance P<sub>m</sub> = 306 kW sous une tension nominale de 380V 50Hz.

$$I_n = \frac{P_m}{U_n * \sqrt{3} * \cos \varphi} = \frac{1197 * 10^3}{380 * \sqrt{3} * 0.85} = 2032 \text{ A}$$

Avec :

- U<sub>n</sub> : tension nominale du réseau triphasé 380V à 50Hz.
- Cosφ : déphasage entre la tension et le courant.

➤ **Les caractéristiques du moteur**

- Fréquence 50 Hz.
- Tension nominale 380 V.
- Vitesse nominale 2900 tr/min.
- Nombre de pôles 2.
- Puissance nominale 1197 kW.
- Courant nominal 2032 A.
- Type de moteur 3~.
- Classe d'isolation F.
- Degré de protection IP 55.

➤ **La courbe caractéristique de la conduite**

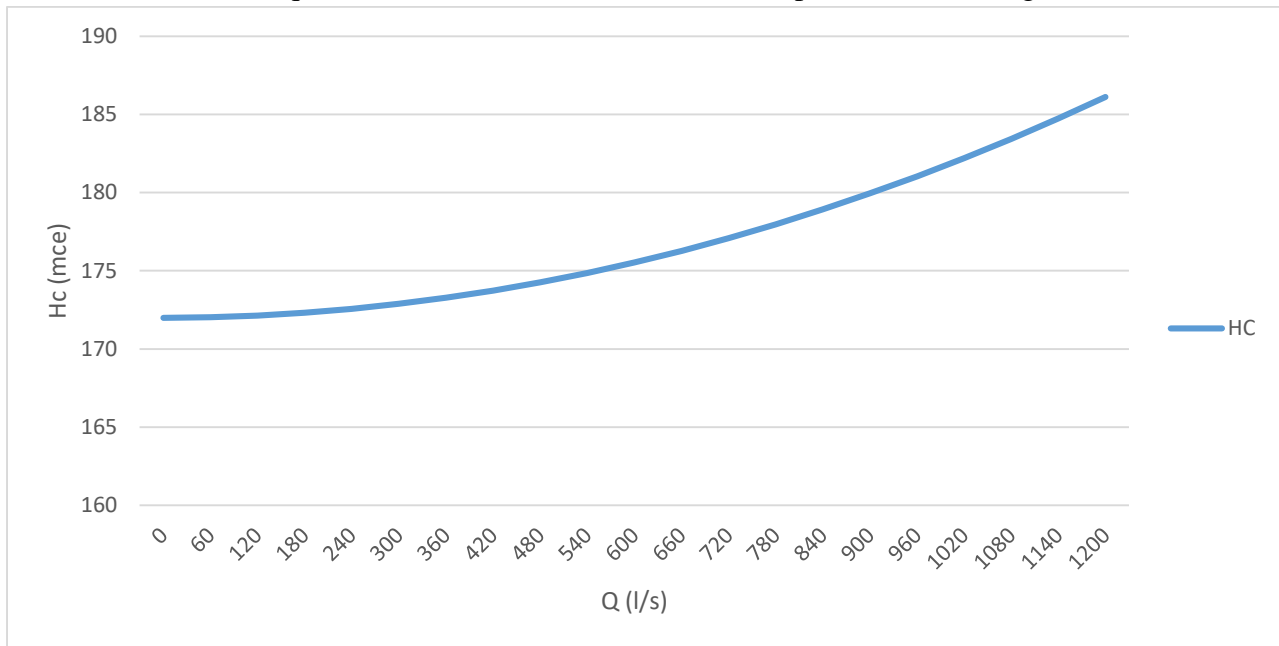
Ci-après l'application numérique pour la détermination de la courbe caractéristique de la conduite de refoulement :

**Tableau V-6:** Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement (SP- Réservoir tampon).

Débit véhiculé $3*Q$ (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	D <sub>int</sub> (mm)	$\lambda$	$\Delta H_{lin}$ (mce)	$\Delta H_t$ (mce)	Hc (mce)
0	172	5988	900	0.009989	0	0	172
300	172	5988	900	0.009989	0.768	0.883	173
360	172	5988	900	0.009989	1.105	1.271	173
420	172	5988	900	0.009989	1.505	1.730	174
480	172	5988	900	0.009989	1.965	2.260	174
540	172	5988	900	0.009989	2.487	2.860	175
600	172	5988	900	0.009989	3.070	3.531	176
660	172	5988	900	0.009989	3.715	4.273	176
720	172	5988	900	0.009989	4.422	5.085	177
780	172	5988	900	0.009989	5.189	5.968	178
840	172	5988	900	0.009989	6.018	6.921	179
900	172	5988	900	0.009989	6.909	7.945	180
960	172	5988	900	0.009989	7.860	9.040	181
1020	172	5988	900	0.009989	8.874	10.205	182
1080	172	5988	900	0.009989	9.948	11.441	183
1140	172	5988	900	0.009989	11.084	12.747	185
1200	172	5988	900	0.009989	12.282	14.124	186



La courbe caractéristique de la conduite de refoulement est représentée sur la figure suivante :



**Figure V-6:** La courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP-Réservoir tampon).

### Conclusion

Les caractéristiques des pompes du tronçon B sont comme suite :

- Nombre de pompes : 3P+1R
- Type : Pompe centrifuge multicellulaires à axe horizontal.
- Le débit total de refoulement est de  $Q_t = 4010.4 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- Le débit unitaire de refoulement est de  $Q_u = 1336.8 \text{ m}^3/\text{h}$ .
- La hauteur manométrique total est de  $HMT = 185 \text{ m}$ .

Donc, d'après les caractéristiques de la pompe déterminé ci-avant, on peut choisir les pompes à installer selon les marques disponibles dans le marché.

**Remarque :** après l'installation des pompes, la recherche du point de fonctionnement est primordiale (l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe et celle de la conduite) afin de garantir un bon fonctionnement des pompes et pour vérifier ensuite si une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement par l'un des modes de réglage cités précédemment est envisageable.

Ainsi, nous recommandons le plan d'équipement de la station de pompage suivant

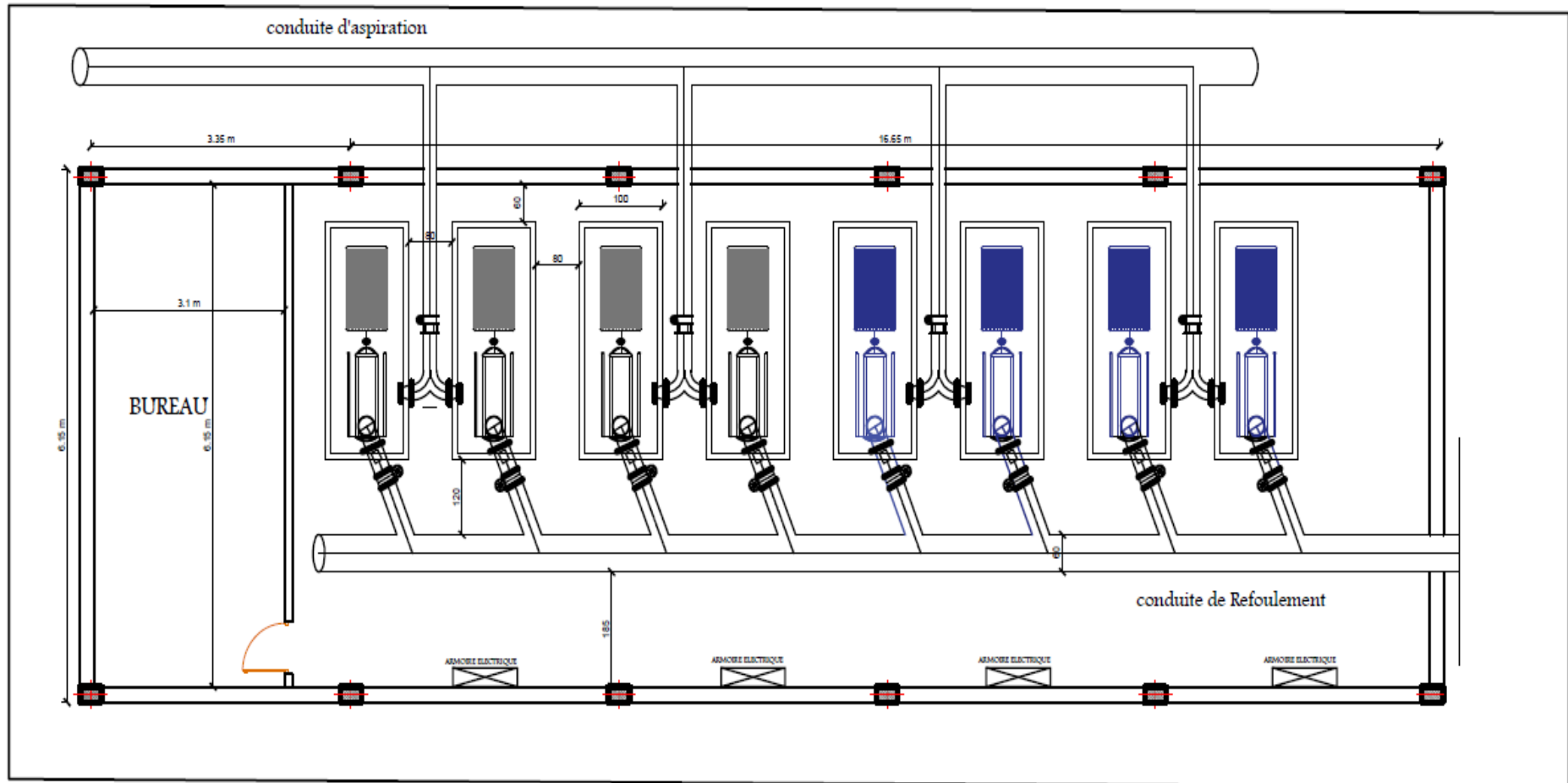


Figure V-7: vue en plan du bâtiment de la station de pompage.

### V.13. Etude de la cavitation

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, qui sont alors dépressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur manométrique), des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal au niveau de la pompe.

Pour éviter tout phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration (NPSH<sub>d</sub>) doit être supérieure à la charge nette minimale à l'aspiration (NPSH<sub>r</sub>) donnée par le constructeur, (NPSH<sub>d</sub> > NPSH<sub>r</sub>).

#### V.13.1. Les effets de la cavitation

- La création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte.
- Implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue.
- Vibrations anormales.
- Bruit anormal.
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations.
- Arrachement de matière dans les zones d'implosion.
- Chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation (chute de performance).
- Détérioration de la pompe.

#### V.13.2. La hauteur d'aspiration admissible

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_R$$

Avec :

(NPSH)<sub>r</sub> : Charge nette d'aspiration requise, elle est donnée par le constructeur ;

(NPSH)<sub>d</sub> : Charge nette d'aspiration disponible, elle est égale à : (NPSH)<sub>d</sub> = (NPSH)<sub>r</sub> + r

r : marge de sécurité, r = (0,3 – 0,5) m ; On prend: r = 0,3 m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration au-delà laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en aspiration, alors l'(NPSH)<sub>d</sub> est régie par la relation suivante:

$$(NPSH)_d = \frac{P_{atm}}{\varpi} - h_a - \frac{P_v}{\varpi} - \frac{v^2}{2g} - \sum h_{p_{asp}}$$

Avec :

$\frac{P_{atm}}{\varpi}$  : Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir tableau. V.4)

$\frac{P_v}{\varpi}$  : Dépend de température du liquide pompé (voir tableau. V.5).

**Tableau V-7:** Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	-50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varpi}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

**Tableau V-8 :** Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

### V.13.3. Le calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en charge :  $\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp} + r$

Avec :

$\nabla_{axe}$  : Niveau de l'axe de la pompe (m) ;

$\nabla_{min}$  : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m) ;

$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}$

Avec :

$C_p$  : côte du plan d'eau dans le réservoir (m) ;

$h$  : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

$h_{inc}$  : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

$r$  : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,3)$  m.

#### ➤ Refoulement SP – Réservoirs de Ouled Moussa

- La côte de la station de pompage est de 72 m NGA alors  $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 10.24$  m
- La côte du plan d'aspiration :  $C_p = 70$  m.
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc  $\frac{P_v}{\varpi} = 0,24$  m
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,1 * DN$ , donc :  $D_a = 1,1 * 600 = 700$  mm
- D'où la vitesse d'aspiration :  $V_a = 1,27$  m/s.
- Les pertes de charge linéaire à l'aspiration :

$$\sum h_{p_{asp.lin}} = \frac{8 * \lambda * L * Q^\beta}{\pi^2 * g * D^m} = \frac{8 * 0.010435 * 20 * 0.489^2}{\pi^2 * 9.81 * 0.7^{5.2}} = 0.026 \text{ mce}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\sum h_{p_{asp}} = 1,15 * \sum h_{p_{asp.lin}} = 0,03 \text{ mce}$ .
- La hauteur d'aspiration  $H_a = 2 \text{ m}$ .
- $(NOSH)_d = 10.24 - 2 - 0.24 - 0.082 - 0.03 = 7.887 \text{ m}$

D'où : (NPSH)<sub>r</sub> de la pompe à installer ne doit pas dépasser  $NPSH_d - 0,3 = 8.2 \text{ m}$

#### ➤ Refoulement SP – Réservoirs de tampon :

- La côte de la station de pompage est de 72 m NGA alors  $\frac{P_{atm}}{\rho} = 10.24 \text{ m}$
- La côte du plan d'aspiration :  $C_p = 70 \text{ m}$ .
- La température ambiante est considérée égale à 20°C donc  $\frac{P_v}{\rho} = 0,24 \text{ m}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration :  $D_a = 1,1 * DN$ , donc :  $D_a = 1,1 * 900 = 1000 \text{ mm}$
- D'où la vitesse d'aspiration :  $V_a = 1,41 \text{ m/s}$ .
- Les pertes de charge linéaire à l'aspiration :

$$\sum h_{p_{asp.lin}} = \frac{8 * \lambda * L * Q^\beta}{\pi^2 * g * D^m} = \frac{8 * 0.00981 * 20 * 1.114^2}{\pi^2 * 9.81 * 1^{5.2}} = 0.0208 \text{ mce}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration :  $\sum h_{p_{asp}} = 1,15 * \sum h_{p_{asp.lin}} = 0,024 \text{ mce}$ .
- La hauteur d'aspiration  $H_a = 2 \text{ m}$ .
- $(NOSH)_d = 10.24 - 2 - 0.24 - 0.101 - 0.024 = 7.875 \text{ m}$

D'où : (NPSH)<sub>r</sub> de la pompe à installer ne doit pas dépasser  $NPSH_d - 0,3 = 8.17 \text{ m}$

### V.14. Consigne d'exploitation

#### ➤ Mise en marche

- 1) Démarrer la vanne de refoulement fermé.
- 2) Amorcer la pompe pour cette installation qui est en charge, ouvrir complètement la vanne d'aspiration.
- 3) Mettre en marche le moteur électrique, dès que le moteur atteint son régime, ouvrir le robinet de vanne de refoulement progressivement en surveillant le manomètre tout en fixant le débit demandé.

#### ➤ Précautions à prendre au cours de service

- 1) Vérifier la température des paliers.
- 2) Vérifier le niveau d'huile dans le carter.
- 3) Vérifier le débit de fuite.

#### ➤ Arrêt des pompes

- 1) Fermer la vanne de refoulement progressivement avant l'arrêt.
- 2) Arrêter le moteur suivant les instructions données par l'électricien.

### V.15. Conclusion

A travers ce chapitre nous avons déterminé les caractéristiques de la pompe, adapté à l'usage de notre projet et qui vont nous permettre d'assurer la charge et le débit demandé. Pour assurer la longévité de ces équipements, un entretien périodique et une bonne gestion sont nécessaires.



## **Chapitre VI :**

Protection de la conduite contre le  
coup de bélier.

## Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

### VI.1. Introduction

La connaissance des phénomènes contribuant à la dégradation des conduites représente un élément très important pour bien choisir les paramètres de protection des conduites lors de la réalisation des réseaux d'eau potable, et parmi ces problèmes on a le coup de bélier qui est susceptible d'apparaître dès que la longueur des tuyauteries dépasse une centaine de mètres et que le débit de refoulement est supérieur à quelques décilitres par seconde, et surtout quand il s'agit d'une conduite d'adduction.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise ce phénomène, les risques qu'il présente et les moyens de protections.

### VI.2. Définition

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 de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau.

### VI.3. Les causes du coup de bélier [4]

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

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

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

### VI.4. Les risque du coup de bélier [4]

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

- **Fortes pressions** : 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, des cassures de cette dernière, et dislocation des joints.
- **Pression négatives** : apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si la pression devient inférieure à 10 m.c.e entraîne une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
- **Fatigue de la conduite** : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

#### VI.5. Analyse physique du phénomène [4]

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

##### VI.5.1. Première phase

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.

##### VI.5.2. Deuxième phase

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques  $c$  jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps  $T=L/c$ , où  $L$  est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

##### VI.5.3. Troisième phase

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps  $2T$ , à compter du début du phénomène.

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps  $3T$ .



### VI.5.4. Quatrième phase

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps  $4T$ , on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

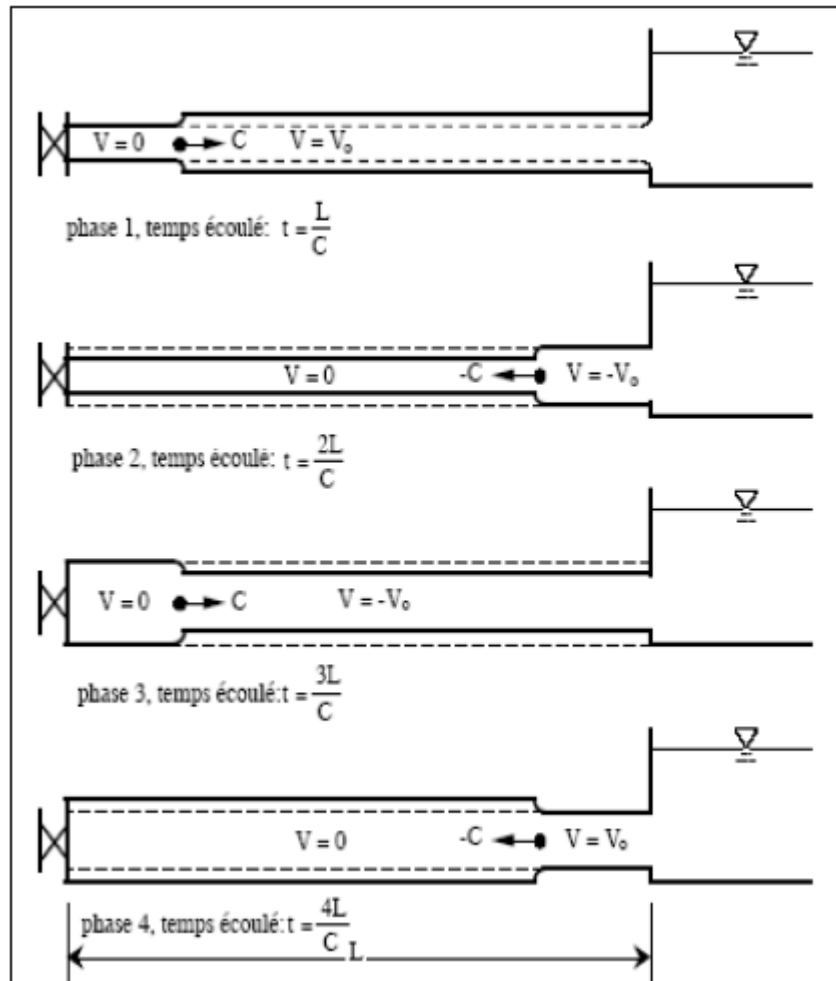


Figure VI-1: Etapes d'un cycle de variation de pression.

### VI.6 Moyens de protection contre le coup de bélier

En pratique, il est impossible de supprimer complètement l'effet de coup de bélier mais on peut le limiter à une valeur compatible à la résister. Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière. Ces moyens peuvent protéger la conduite, des surpressions maximales, que nous citons quelques-uns :

### **VI.6.1. Vanne à fermeture lente**

Pour protéger les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait d'avantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira. Il faut exiger la vitesse d'ouverture et fermeture des vannes, afin de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira à des valeurs raisonnables.

### **VI.6.2. Cheminée d'équilibre**

La cheminée d'équilibre est un réservoir à l'air libre permettant de protéger la conduite contre l'augmentation ou la diminution de la pression. Cette 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.

### **VI.6.3. Soupape de décharge**

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques anti bélier qui s'ouvrent pour laisser échapper un certain débit à l'extérieur de la conduite afin de réduire la surpression. L'ouverture doit se faire très rapidement pour qu'il n'y ait pas une perte considérable de volume d'eau.

### **VI.6.4. Volant d'inertie**

Le volant d'inertie est un dispositif placé sur l'arbre du groupe, permettant de prolonger le temps d'arrêt de la pompe, donc diminuer l'intensité du coup de bélier grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche en régime normale.

Le volant d'inertie est un moyen de protection pour limiter les dépressions provoquées par l'arrêt du groupe électropompe.

### **VI.6.5. Réservoirs d'air**

Le réservoir d'air est le moyen le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et un certain volume d'eau dans la partie inférieure. C'est le dispositif le plus simple, il protège les installations contre les surpressions et les dépressions.

- **Principe de fonctionnement**

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. et en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

Pour notre étude, nous avons choisi comme moyen de protection le réservoir d'air, grâce aux avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Utiliser pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.
- Résistance au vent et au tremblement de terre.
- Bon sécurité et fonctionnement.
- Pas de pertes d'eau.

## VI.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier [5]

### VI.7.1. Calcul de la valeur du coup de bélier

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

✓ **Méthode de Vibert**

C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air avec l'abstraction des pertes de charges dans les conduites et elle ne prend pas en compte l'organe d'étranglement.

✓ **Méthode de Bergeron**

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

**Remarque :** Nous optons pour la méthode de Vibert.

• **la valeur de coup de bélier**

La valeur maximale de la surpression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI.1})$$

La surpression :

$$H_s = H_g + \Delta H \quad (\text{VI.2})$$

La dépression :

$$H_d = H_g - \Delta H \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

$V_0$  : vitesse de refoulement en régime normal (m/s) ;

$g$  : accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>) ;

$c$  : célérité d'onde (m/s).

$H_g$  : Hauteur géométrique.

### VI.7.2. Calcul de la célérité d'onde

La célérité d'onde élastique est en fonction du fluide, du matériau et des caractéristiques géométriques de la conduite et de l'effet du sol.

La célérité d'ondes pour une conduite enterrée est calculée par la formule publiée par Pr B. SALAH :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI. 4})$$

Avec :

C : Célérité d'onde en (m/s).

K : Coefficient d'élasticité de l'eau,  $K = 2,07 \cdot 10^9$  Pa.

$\rho$  : masse volumique de l'eau  $\rho = 1000$  kg/m<sup>3</sup>

$E_m$  : Module de Young du matériau de la conduite.  $E = 1.7 \cdot 10^{11}$  Pa.

$E_s$  : Module de Young du sol,  $E_s = 2 \cdot 10^8$  Pascal.

$\nu_m$  : Coefficient de poisson du matériau,  $\nu_m = 0.22$ .

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

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m).

a : Rayon intérieur de la conduite (m).

### VI.7.3. Calcul du volume du réservoir d'air

Le calcul est basé sur l'abaque de VIBERT qui donne le volume  $U_0$  de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche normale. Le volume d'air est donné par la formule suivante :

$$U_0 = L * S * \frac{V_0^2}{2gZ_0} * \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad (\text{VI. 5}) \quad (m^3)$$

Avec :

L : longueur de la canalisation (m) ;

S : section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;

$V_0$  : vitesse initiale d'écoulement dans la conduite de refoulement (m/s) ;

g : l'accélération de pesanteur (m<sup>2</sup>/s) ;

$Z_0$  : charge statique absolue au refoulement qui est égale à :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI. 6})$$

Et :

$H_g$  : la hauteur géométrique (m).

La charge tenant compte du compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + \frac{C * V_0}{g} \quad (\text{VI. 7})$$

Avec :

$V_0$  : vitesse de refoulement en régime normal (m/s) ;

$g$  : accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>) ;

$c$  : célérité d'onde (m/s).

$H_g$  : Hauteur géométrique.

La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \quad (VI.8)$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L.S}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI.1}).$$

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

### VI.8. Protection du tronçon A (SP-Réservoir d'Ouled Moussa)

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans les tableaux suivant :

**Tableau VI-1:** Les caractéristiques de l'adduction par refoulement.

Tronçon A	Matériaux	Diamètre intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	L (m)	$V_0$ (m/s)	$H_g$ (m)
SP - R.Ouled Moussa	Fonte	600	8.4	616.8	2924	1.73	90

- **Calcul de la célérité de l'onde**

En utilisant la formule (VI.4) avec les paramètres de de chaque tronçon en fonte on aura :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2.07 * 10^9}{10^3}}}{\sqrt{1 + \frac{2.07 * 10^9 * 2 * 0.3 * (1 - 0.22^2) * (1 - 0.33)}{(1 - 0.22^2) * 0.3 * 2 * 10^8 + 1.7 * 10^{11} * 0.0084 * (1 - 0.33)}}$$

$$C = 1078.073 \text{ m/s}$$

La valeur maximale de la suppression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{C * V_0}{g}$$

$$\Delta H = \pm \frac{1078.073 * 1.73}{9.81} = \pm 190.12 \text{ m}$$

Donc on aura :

- La charge statique absolue :  $Z_0 = H_g + 10 = 90 + 10 = 100 \text{ m}$
- La charge maximale absolue :  $Z_{max} = Z_0 + \frac{C*V_0}{g} = 100 + 190.12 = 290.12 \text{ m}$

D'où les résultats obtenus après l'utilisation de l'abaque de VIBERT sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau VI-2:** résultats de calcul (volume de réservoir d'air).

$Z_0$ (m)	$Z_{max}$ (m)	$V_0$ (m/s)	$h_0$ (m)	$h_0 / Z_0$ (m)	$\frac{U_0}{L.S}$ (m)	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$ (m)	$U_0$ (m <sup>3</sup> )	$U_{max}$ (m <sup>3</sup> )
100	290.12	1.73	0.10568	0.00152	0.0085	0.55	7.03	12.79

On opte pour un réservoir d'air anti bélier d'une capacité **15 000 litres** (avec une marge de sécurité).

### VI.9. Protection du tronçon B (SP-Réservoir tampon)

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont représentées dans les tableaux suivant :

**Tableau VI-3:** Les caractéristiques de l'adduction par refoulement.

Tronçon B	Matériaux	Diamètre intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre extérieur (mm)	L (m)	$V_0$ (m/s)	$H_g$ (m)
SP - Réservoir tampon	Fonte	900	11.6	923.2	5988	1.79	172

- **Calcul de la célérité de l'onde**

En utilisant la formule (VI.4) avec les paramètres de de chaque tronçon en fonte on aura :

$$C_6 = \frac{\sqrt{\frac{2.07 * 10^9}{10^3}}}{\sqrt{1 + \frac{2.07 * 10^9 * 2 * 0.45 * (1 - 0.22^2) * (1 - 0.33)}{(1 - 0.22^2) * 0.45 * 2 * 10^8 + 1.7 * 10^{11} * 0.0084 * (1 - 0.33)}}$$

$$C_6 = 1059.43 \text{ m/s}$$

La valeur maximale de la suppression et de la dépression est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{C * V_0}{g}$$

$$\Delta H = \pm \frac{1059.43 * 1.79}{9.81} = \pm 193.31 \text{ m}$$

Donc on aura :

- La charge statique absolue :  $Z_0 = H_g + 10 = 172 + 10 = 182 \text{ m}$
- La charge maximale absolue :  $Z_{max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} = 182 + 193.31 = 375.31 \text{ m}$

D'où les résultats obtenus après l'utilisation de l'abaque de VIBERT sont représentés dans le tableau suivant :

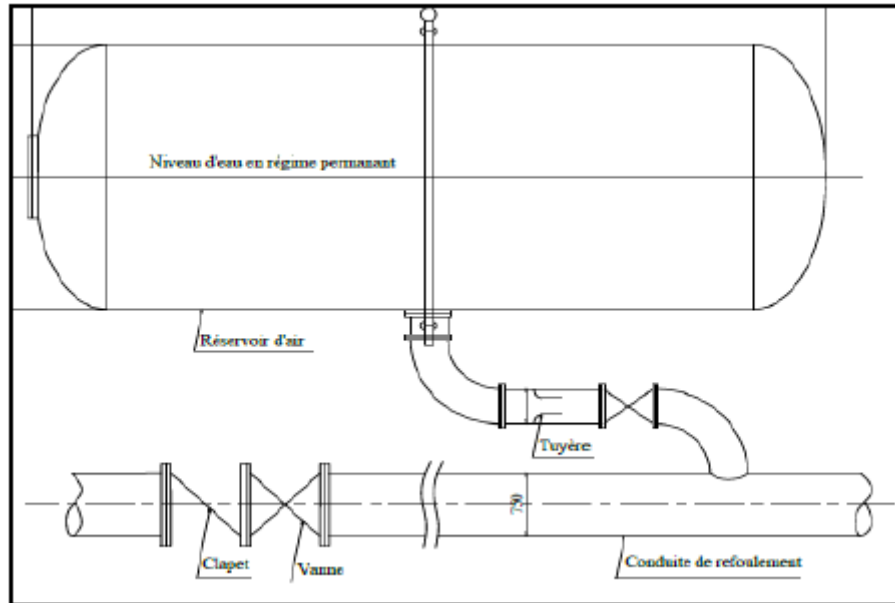
**Tableau VI-4:** résultats de calcul (volume de réservoir d'air).

$Z_0$ (m)	$Z_{max}$ (m)	$V_0$ (m/s)	$h_0$ (m)	$h_0 / Z_0$ (m)	$\frac{U_0}{L.S}$ (m)	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$ (m)	$U_0$ (m <sup>3</sup> )	$U_{max}$ (m <sup>3</sup> )
182	375.31	1.79	0.1633	0.00152	0.0045	0.55	17.16	31.2

On opte pour un réservoir d'air anti bélier d'une capacité **32 000 litres** (avec une marge de sécurité).

- **Installation du réservoir d'air**

Vu la grande capacité des réservoirs d'air choisis, ces derniers seront installés à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines.



**Figure VI-2:** Schéma d'installation du réservoir d'air.

### VI.10. Protection des conduites gravitaires contre le coup de bélier [4]

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité  $C$  (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

La valeur de coup du coup de bélier est donnée selon les cas suivants :

#### VI.10.1. Cas d'une fermeture rapide

Une manœuvre est rapide lorsque le temps d'annulation du débit est inférieur ou égal à  $T_r = \frac{2L}{C}$ , ce qui correspond au temps nécessaire à l'allée et retour d'une onde élastique.

La valeur maximale du coup de bélier s'écrit alors :



$$\Delta H = \pm \frac{C * V_0}{g}$$

Avec :

$V_0$  : vitesse d'écoulement (m/s) ;

$g$  : accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>) ;

$c$  : célérité d'onde (m/s) donné par la formule :

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}$$

Avec :

$K$  : Coefficient d'élasticité de l'eau,  $K = 2,07.10^9$  Pa.

$\rho$  : masse volumique de l'eau  $\rho = 1000$  kg/m<sup>3</sup>

$E_m$  : Module de Young du matériau de la conduite.  $E(\text{Fonte}) = 1.7.10^{11}$  Pa,  $E(\text{PEHD}) = 3.3.10^9$  Pa.

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

$\nu_m$  : Coefficient de poisson du matériau,  $\nu_m(\text{Fonte})=0.22$  ,  $\nu_m(\text{PEHD})=0.46$ .

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

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m).

$a$  : Rayon intérieur de la conduite (m).

### VI.10.2. Cas d'une fermeture lente

Dans ce cas, le temps de fermeture doit être supérieure à  $Tr = \frac{2L}{c}$  donc supérieure à un aller et retour de l'onde. D'où la valeur du coup de bélier est donnée par la formule de MICHAUD :

$$\Delta H = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{VI. 9})$$

Avec :

$T$  : le temps de fermeture totale de la vanne (s).

#### ❖ Remarque :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour ça que dans notre étude on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieure au temps de retour ( $Tr$ ) relatif à chaque tronçon.

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (VI.3).

**Tableau VI-5:** calcul du temps de retour (Tr).

N° de Tr	Longueur équivalente (m)	Diamètre normalisé (mm)	Diamètre intérieur (mm)	C (m/s)	Tr (s)
1	10704.7	Fonte-PN25-DN 1400	1400	1027.257	20.841
2	6365.68	Fonte-PN25-DN 800	800	1043.026	12.206
3	16735.49	Fonte-PN25-DN 700	700	1053.735	31.764
4	2856.56	PEHD-PN16-DN 500	409.2	687.990	8.304
5	2293.36	Fonte-PN40-DN 300	300	1153.355	3.977
6	5055.65	Fonte-PN25-DN 900	900	1043.026	9.694
7	5935.11	Fonte-PN25-DN 700	700	1073.461	11.058
8	1429.12	PEHD-PN16-DN 500	409.2	687.990	4.154

**Remarque :** Après le calcul et pour protéger les conduites gravitaires contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur au temps de retour (Tr) relatif à chaque tronçon.

### **VI.11. Quelques recommandations pour prévenir le coup de bélier [9]**

Puisque les surpressions et les dépressions peuvent endommager la canalisation, il faut toujours essayer de limiter cette surpression et dépression provoquée par le coup de bélier.

Les techniques les plus courantes pour prévenir les coups de bélier sont :

- Limiter la vitesse dans la conduite (la surpression et dépression est proportionnelle à la vitesse)
- Réduire la vitesse de manœuvre à la fermeture des vannes pour éviter le coup de bélier en prenant en compte que les deux premiers tiers de la manœuvre de fermeture sont sans risque alors que le dernier tiers pour obtenir l'obturation complète de la canalisation reste critique.
- Manœuvre progressivement tous les appareils hydrauliques du réseau.
- Installation de ventouses automatiques pour l'évacuation des poches d'air dans la conduite afin de prévenir la cavitation et la dépression.
- Utilisation des conduites avec des caractéristiques de résistance supérieures ou avec des parois plus épaisses.
- Installation de soupapes de décharge anti-bélier pour limiter la surpression dans la conduite.

### **VI.12. Conclusion**

A travers de ce chapitre, nous avons présenté les différents moyens de protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier ainsi que les causes et les effets de ce dernier.

Comme équipement de protection, nous avons prévu un réservoir d'air anti-bélier de volume 15 000 et 32 000 litres pour la protection des conduites de refoulement (tronçon A et B) et la station de pompage. Et concernant les conduites gravitaires des vannes à fermeture lentes suffisant.



## Chapitre VII :

Pose de canalisation et accessoires.

## Chapitre VII : Pose de canalisation et accessoires

### VII.1. Introduction

Les conduites d'adduction sont censées garantir l'alimentation en eau potable pour des longues durées, par conséquent leur pose et installation sont très importantes afin d'assurer le minimum d'intervention sur terrain après l'achèvement des travaux vu que les travaux de réparation sont souvent difficiles.

A travers ce chapitre, nous exposons le principe et les différents types de pose de canalisation pour obtenir une meilleure réalisation des travaux sur terrain, ainsi que les différents accessoires placés le long des conduites afin d'assurer la protection et le bon fonctionnement du réseau.

### VII.2. Pose de canalisation

#### VII.2.1. Principe de pose de canalisation

Les conduites se posent généralement en terre dans une fouille, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à l'autre et ceci dans le but de diminuer l'effet des différentes contraintes agissant sur la conduite.

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 par une ventouse, ou un purgeur automatique, on adopte en conséquence un tracé en dents de scie par une montée lente de la conduite suivie par une descente rapide.

##### VII.2.1.1 Réalisation de la fouille

###### ▪ Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0,60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0,30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

Elle est donnée par la formule suivante :  $B=D+2*e$

Si  $DN \leq 400$  :  $B = D + (2 \times 0,30)$  (m).

Si  $DN > 400$  :  $B = D + (2 \times 0,50)$  (m).

-B : largeur de la tranchée (m).

-D : diamètre extérieur de la conduite (m).

▪ **Profondeur de la tranchée :**

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit aménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par la variation de la température, et l'effet de charge et de surcharge.

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 1m dans les régions tempérées et de 1,25 à 1,50 m dans les régions à climat rigoureux.

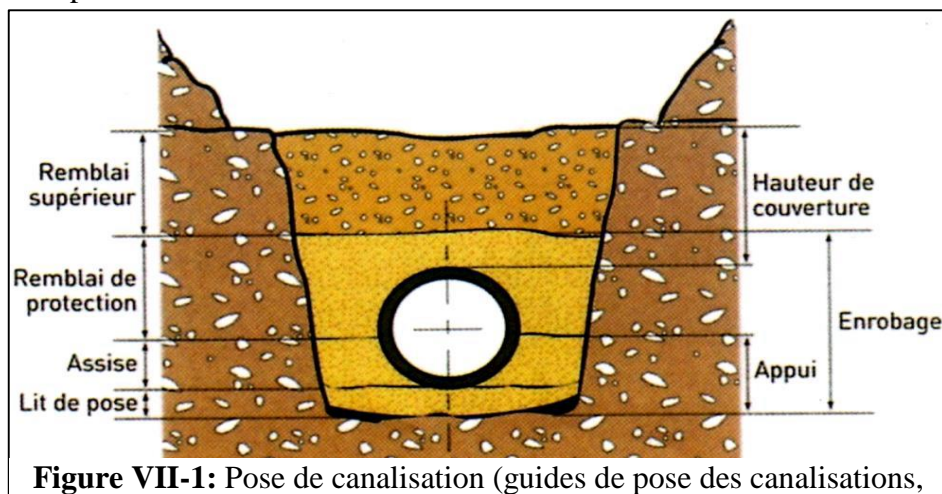
▪ **L'assise :**

Au-dessus du lit de pose, jusqu'à la hauteur de l'axe de canalisation, le matériau de remblai est poussé et compacté de façon à empêcher tout mouvement de canalisation pour lui constituer l'assise. L'ensemble du lit de pose et l'assise constituent l'appui.

▪ **Remblai des tranchées**

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, le remblayage est effectué par couches successives régulièrement damées constituées par des déblais expurgés des pierres grossières. L'épaisseur du remblai est variable, en général il est de 1 m et l'enrobage est de 10 à 15 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

- **Nivellement et compactage :** Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres, ensuite au compactage pour renforcer la densité des terres et ainsi d'éviter le tassement par la suite.



**Figure VII-1:** Pose de canalisation (guides de pose des canalisations,

STRPE).

### VII.2.2. Différents types de pose de canalisation

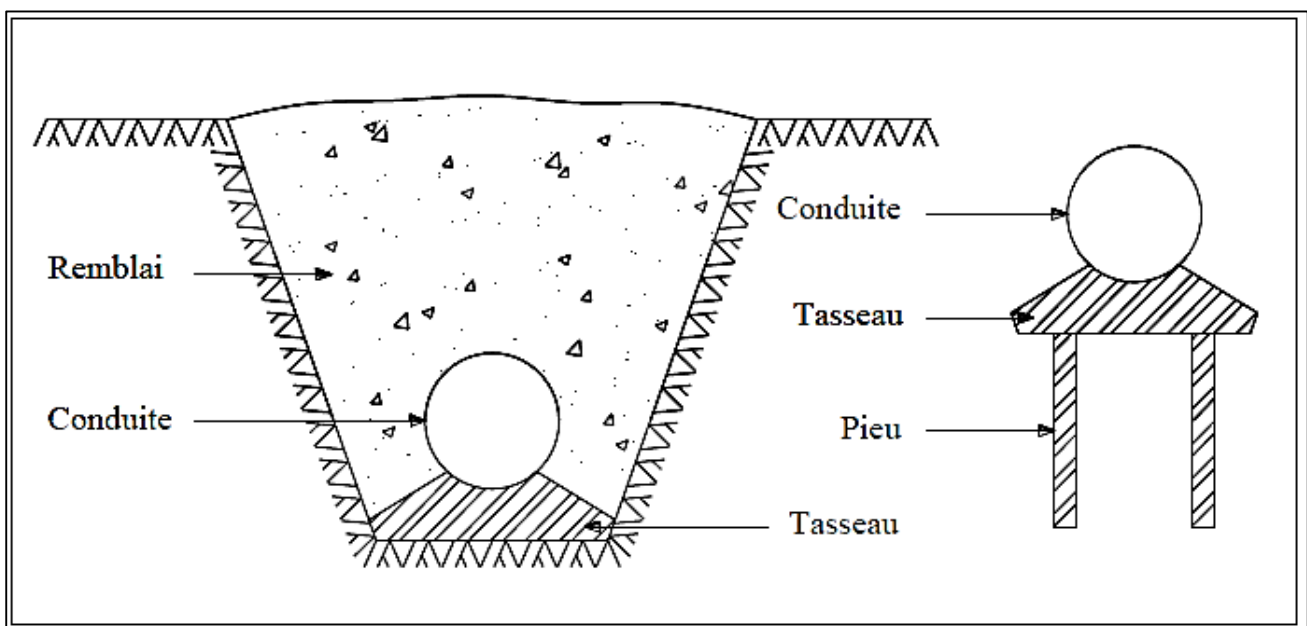
Le choix du type de pose de canalisations dépend essentiellement de la topographie, la nature du terrain et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Les différents types de pose de canalisation qui peuvent être rencontrés sont :

#### VII.2.2.1 Pose dans un terrain ordinaire

La pose des canalisations en terrain ordinaire, s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de la réalisation des jointures. Cette opération s'effectue par tronçons successifs, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés. L'enfouissement des canalisations a pour objectif de les protéger contre tout agent extérieur, de conserver l'eau et de la mettre à l'abri des variations de température.

#### VII.2.2.2 Pose dans un terrain peu consistant

Dans ce cas pour éviter tout mouvement de la canalisation, elle doit être posée sur un semelle en béton armé ou non avec un lit de sable. La semelle peut être continue ou pas selon la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.



**Figure VII-2:** Pose de canalisation dans un terrain peu consistant [guide de pose des canalisations STRPE].

### VII.2.2.3 Cas d'un terrain marécageux

Il prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros calibre par la suite un lit en béton armé ou bien un géotextile suivi par un lit de sable sur lequel repose la conduite.

### VII.2.2.4 Pose de canalisations en galerie

La pose des conduites en galerie présente le double avantage de faciliter leur surveillance ainsi que d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, et l'ouverture de chaussée en cas de remplacement ou des réparations. Cette pose est commune dans les villes disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries visitables). Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées pour les petits diamètres, et sur des tasseaux en béton pour les grands diamètres.

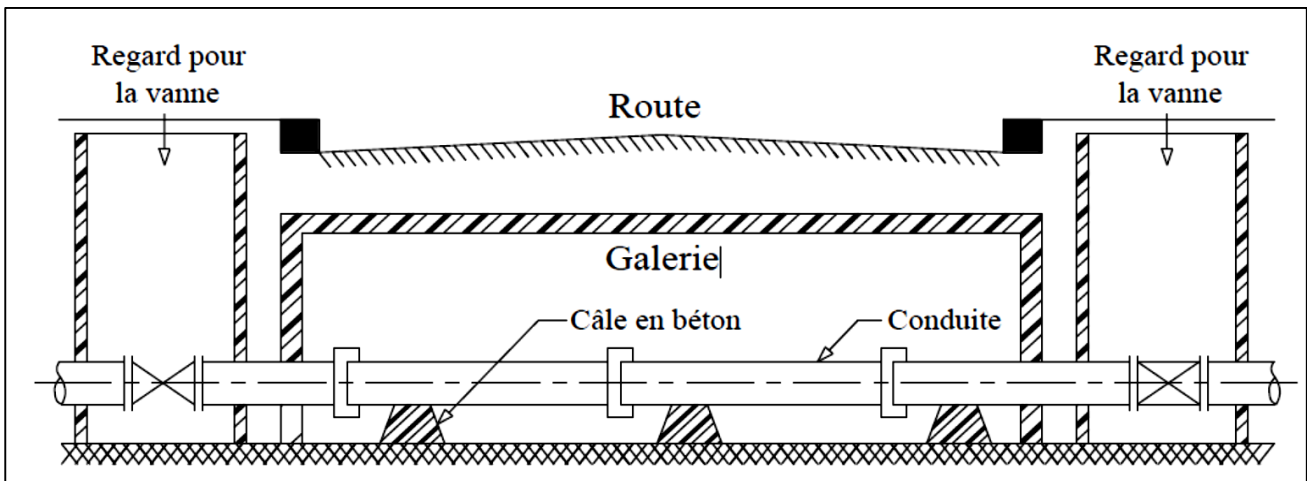


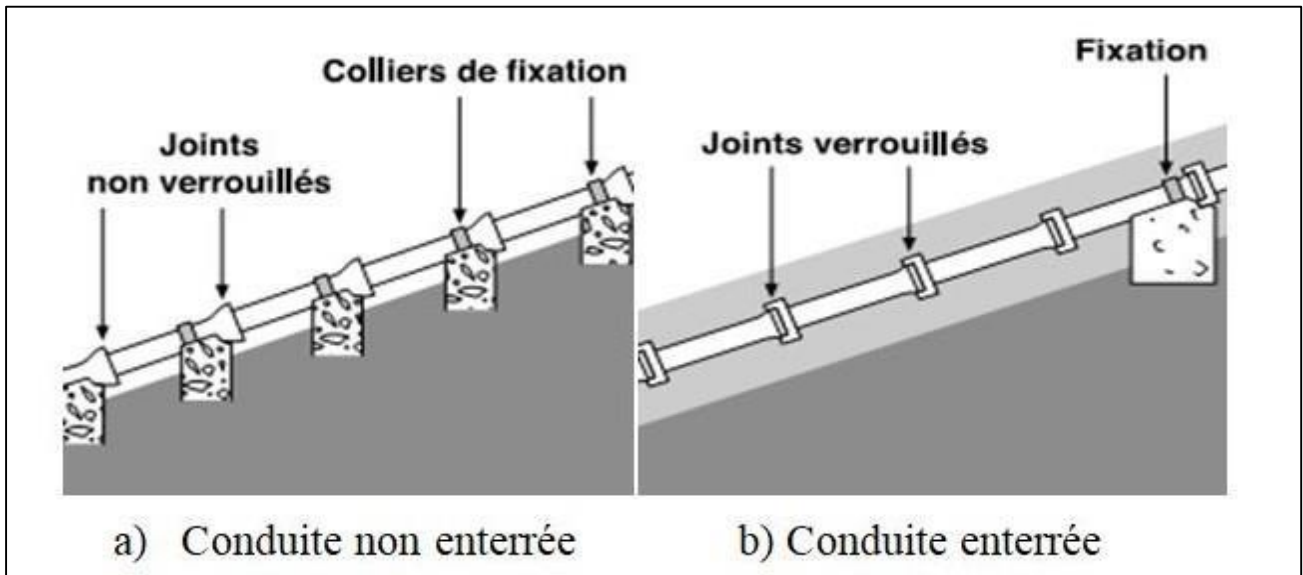
Figure VII-3 : Pose de canalisations en galerie [guide de pose des canalisations, STRPE].

### VII.2.2.5 Pose en pente

Dans le cas où la canalisation est posée sur tasseaux ou galerie, l'ancrage de la conduite doit avoir lieu. Pour une canalisation sous remblai les ancrages peuvent ne pas être nécessaires.

Pour les conduites en fonte le joint type verrouille s'impose, en béton joint auto butée, en acier joint type soudé. Il est préférable d'espacer les massifs d'ancrage pour favoriser l'absorption de la force de glissement par le travail des joints longitudinalement.



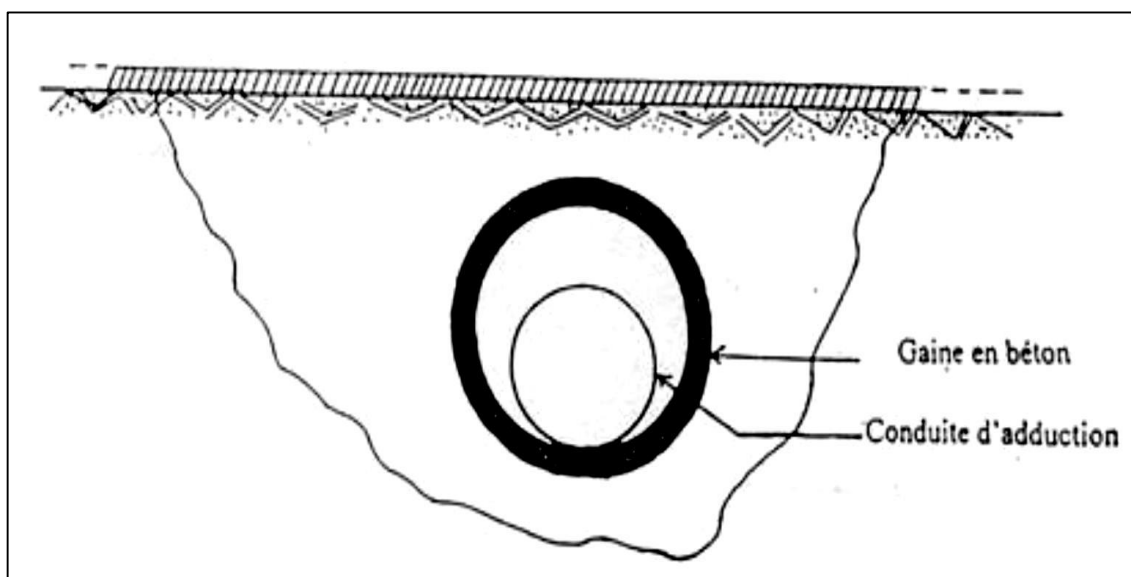


**Figure VII-4:** Pose de canalisations en pente.

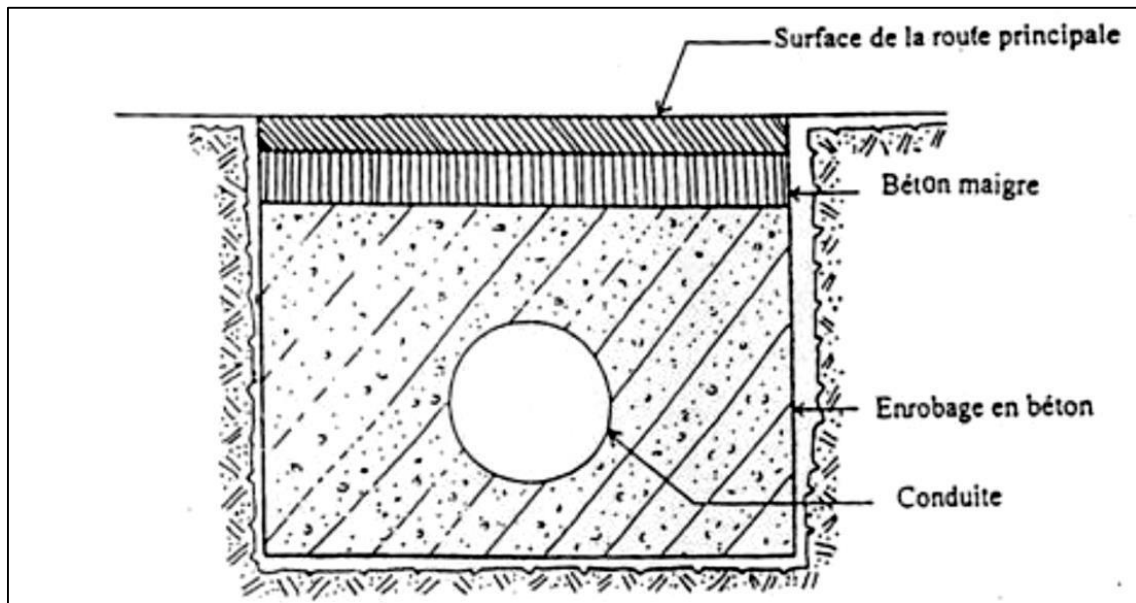
#### VII.2.2.6 Pose des conduites en traversées des routes

Pour protéger les tuyaux des charges importantes et amortir les chocs qui peuvent causer des ruptures et par suite des infiltrations nuisibles à la conduite, 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 tuyaux sont couverts de béton.



**Figure VII-5 :** Traversée d'une route au moyen d'une gaine.

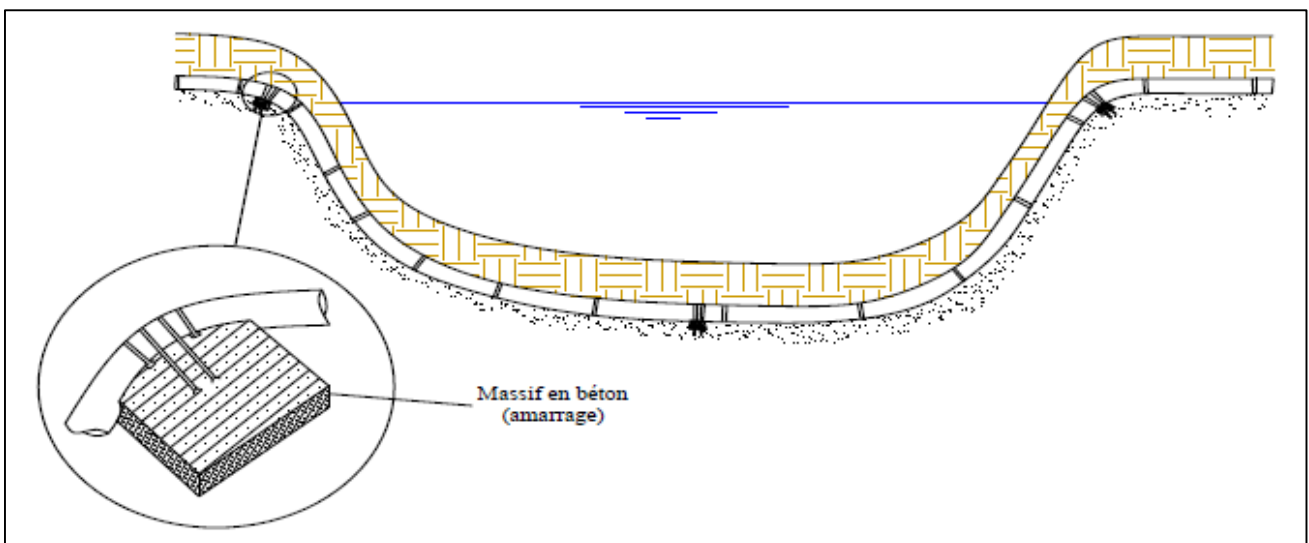


**Figure VII-6 :** Traversée d'une route au moyen d'enrobage dans le béton.

### VII.2.2.7 Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de canalisations à la traversée d'une rivière demande certains travaux distincts. Deux cas peuvent être se présenter :

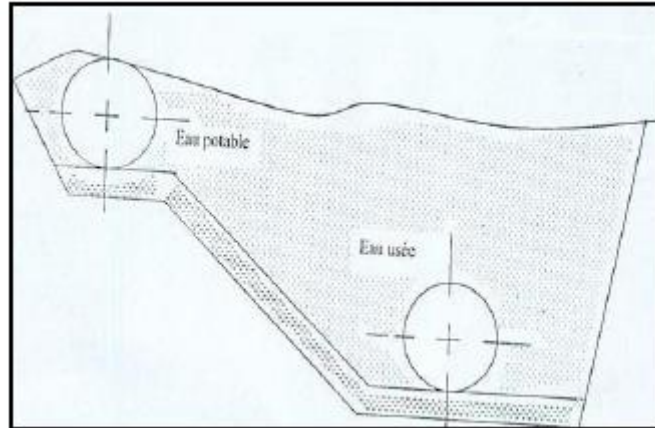
- **Premier cas :** L'existence d'une route servira également à supporter la canalisation.
- **Deuxième cas :** Si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.



**Figure VII-7:** Pose de canalisation à la traversée d'une rivière.

### VII.2.2.8 Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Le cas concerne essentiellement les conduites de distribution souvent jumelées aux conduites d'assainissement, alors les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus des tuyaux d'eau usée.

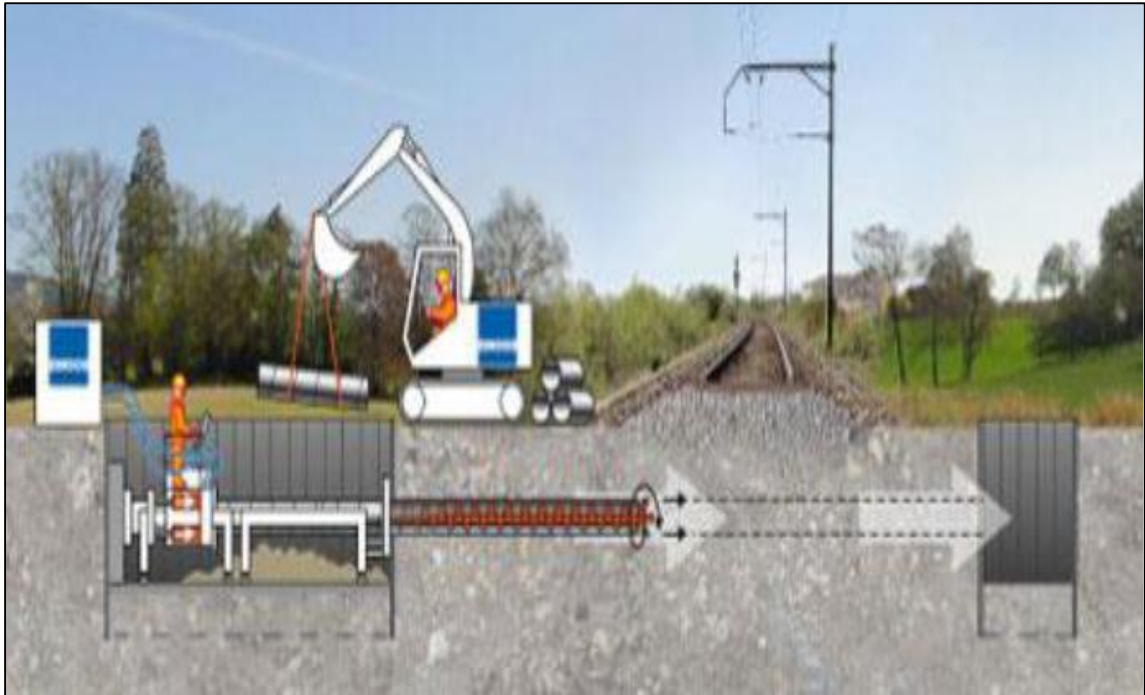


**Figure VII-8:** Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.

### VII.2.2.9 Pose de canalisation sans ouverture de tranchée

Initialement mise en œuvre pour des franchissements d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc.), les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont de plus en plus répandues, en milieu urbain notamment. Parmi leurs avantages, il faut relever une moindre gêne pour les riverains des chantiers, une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés, parfois une réduction des coûts. L'usage différencie les techniques de fonçage pour les  $\varnothing$  800 et plus, et les techniques de forages pour les diamètres inférieurs.

- a) **Pose par fonçage :** Les fonçages sont généralement rectilignes et le plus souvent horizontaux, mais quelquefois en légère courbe et en faible pente. La méthode consiste à pousser, à l'aide de vérins un fourreau perforant, en prenant appui sur ancrage transversal. Un outil désagrège le terrain devant et à l'intérieur du fourreau.

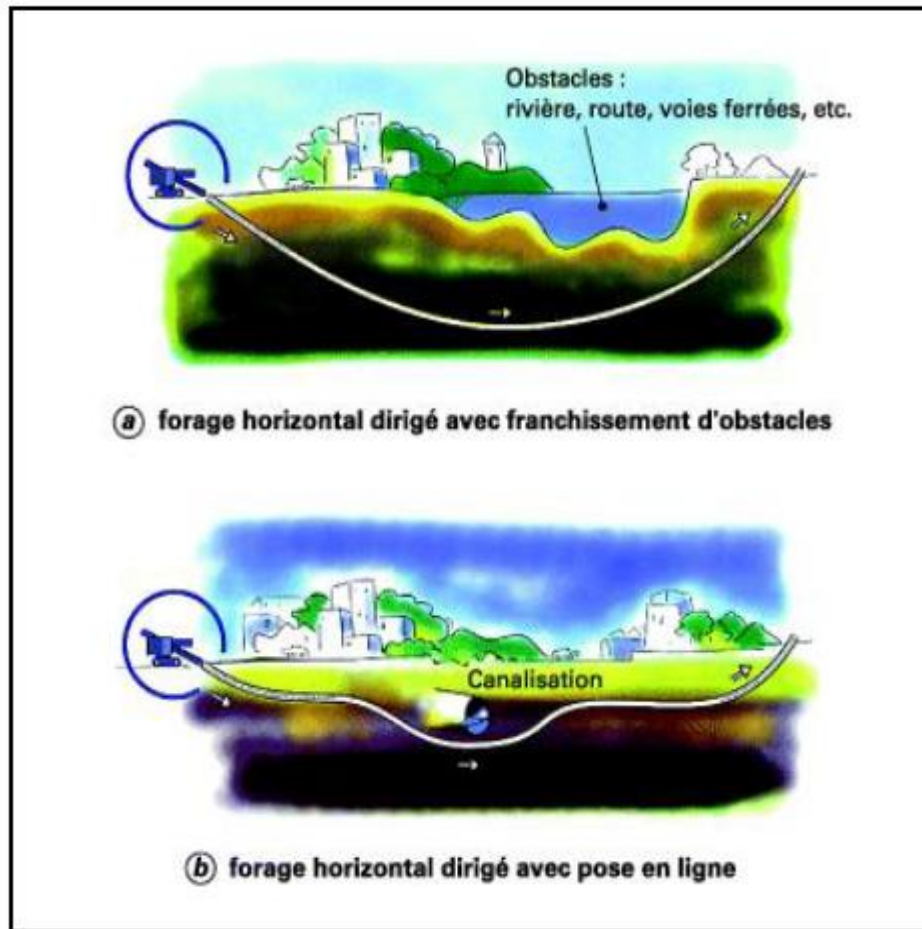


**Figure VII-9:** Fonçage horizontal.

### **b) Pose par forage dirigé**

La pose d'une canalisation par forage dirigé est réalisée en deux étapes :

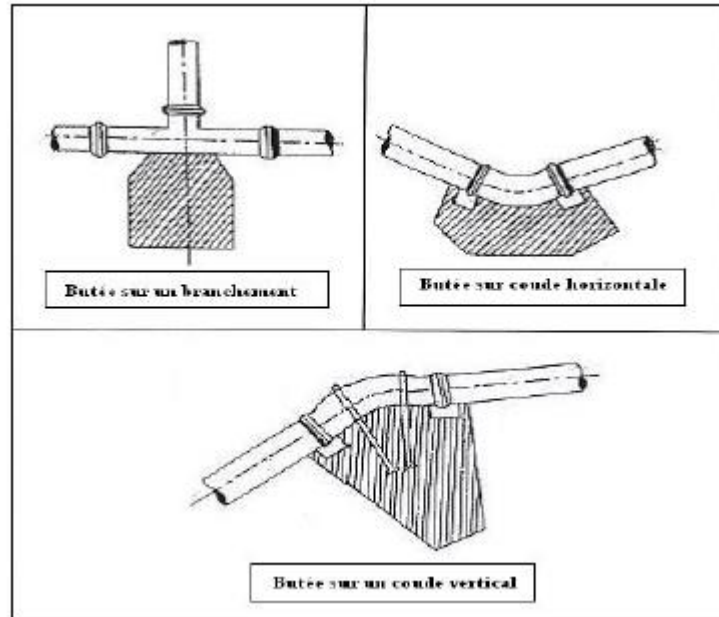
- Forage du trou pilote : une tête pilotée de forage munie de buses d'injection de bentonite, et actionnée par un train de tiges, réalise un premier tracé de faible diamètre (50 mm), par rotation et jets à haute pression de bentonite.
- Alésage du trou pilote et tirage des tuyaux en fonte ou en PEHD : lorsque la tête de forage atteint la fouille d'arrivée, elle est remplacée par une tête d'alésage dont le diamètre dépend de la conduite à installer, et qui réalise en retour le passage définitif, tout en tractant la conduite en polyéthylène ou en fonte adaptée au forage.



**Figure VII-10 :** Fonçage horizontal.

### VII.2.3. Stabilisation des conduites

Les conduites sont constituées par une suite de tuyaux assemblés par des joints. En dehors des cas où les joints sont à brides et soudés, il y a tendance sous la poussée exercée par l'eau à un déboîtement des joints dans les parties coudées, les branchements et les pièces coniques. On construit alors des massifs en béton qui par leur poids s'opposent au déboîtement des joints. Les dimensions des butées sont calculées en fonction des éléments à prendre en compte (pression à l'intérieur de la conduite, rayon de cette dernière et angle du coude).



**Figure VII-11:** Schéma d'installation de quelques butées.

#### VII.2.4. Pièces spéciales et accessoires

Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement des adductions, ils sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants :

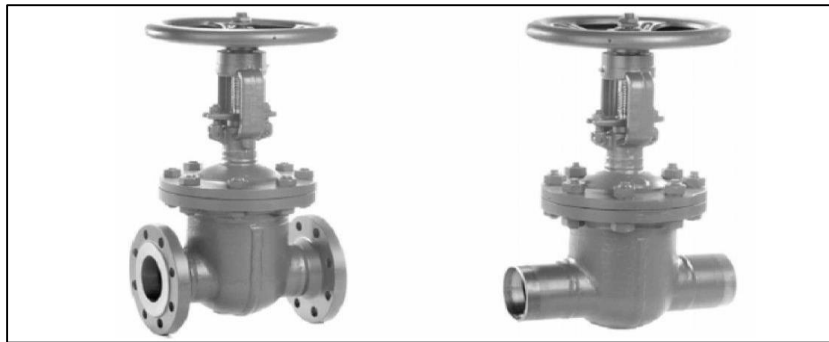
##### VII.2.4.1 Les vannes de sectionnement

Les vannes sont des pièces qui permettent de sectionner, régler et régulariser l'écoulement de l'eau dans le réseau et d'assurer une exploitation rationnelle. Il existe plusieurs types :

###### a) Les robinets vannes à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement à ouverture ou fermeture totale. Son principe de fonctionnement est simple, en faisant descendre l'obturateur ou opercule dans le corps de la vanne afin

d'obturer le passage du flux. Elles sont généralement placées sur les réseaux d'adduction et de distribution d'eau, d'irrigation...etc. (figure (VII-11)).



**Figure VII-12:** Vanne à opercule.

### **b) Les vannes à papillons**

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement. La pièce maîtresse est un disque appelé papillon qui pivote autour d'un axe perpendiculaire à celui de la canalisation pour en assurer l'ouverture ou la fermeture ou une ouverture intermédiaire. Ils peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible.

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



**Figure VII-13:** Vanne à papillons.

### c) Vidanges

Elles sont placées au point le plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins. Une vidange est constituée de :

- ✓ D'une vanne ;
- ✓ D'une conduite de décharge ;
- ✓ D'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuée dans le système d'assainissement pluvial.

#### VII.2.4.2 Ventouse

Elles sont placées au point les plus hauts, permettant l'évacuation des bulles d'air qui s'y accumulent afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, et pour éviter la diminution de pression, et le coup de bélier. On distingue deux types de ventouses :

- ✓ Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.
- ✓ Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

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



**Figure VII-14:** Ventouse.



### VII.2.4.3 Les clapets anti-retour

Le clapet anti-retour est conçu pour équiper les réseaux hydrauliques de distribution et les stations de pompage. Il se caractérise par un battant articulé reposant sur un siège incliné et un passage intégral en grande ouverture. La conception de l'obturateur garantit l'étanchéité à contre-pression empêchant le retour de tout fluide et un fonctionnement silencieux (figure VII.14).



Figure VII-15: Clapet anti-retour.

### VII.2.4.4 Régulateurs de pression

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable pour que la pression aval soit maintenue à une valeur constante. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort. Les régulateurs de pressions aval sont généralement utilisés pour limiter des pressions dans les canalisations présentant une pente importante (notre cas d'étude). Les régulateurs de pression amont sont les mêmes appareils que d'aval mais inversés.

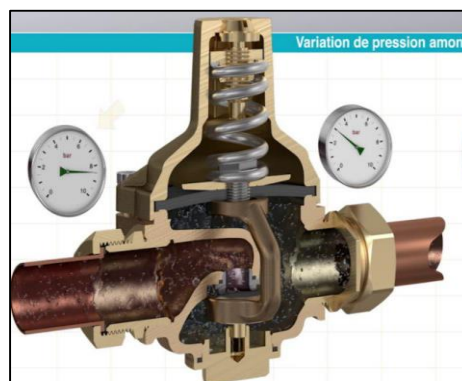


Figure VII-16: Régulateur de pression.

### VII.2.4.5 Crépines

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

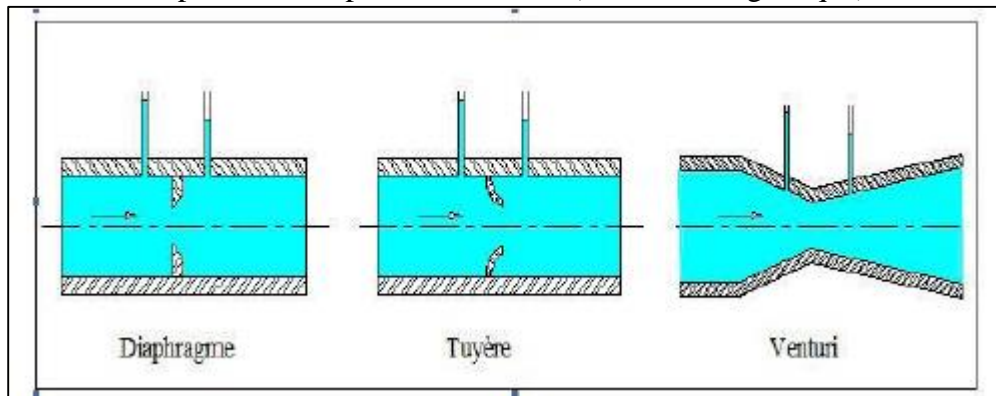
Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Les crépines sont installées dans chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

### VII.2.4.6 Organes de mesure

#### a) Mesure de débit

Le réseau d'adduction nécessite l'emplacement des appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats. La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens : le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le compteur à hélice (ou moulinet), le tube de Pitot, le déversoir à mince paroi, le compteur à induction (ou électromagnétique).



**Figure VII-17** : Les différents types des débitmètres.



**Figure VII-18**: Débitmètre électromagnétique.

### b) Mesure de pression

**Manomètres à aiguilles :** Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VII.18).

**Manomètres à soufflet :** Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet.

Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et à la surchauffe.



**Figure VII-19:** Manomètre à aiguilles.

#### VII.2.4.7 Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'un débit d'eau.
- L'introduction ou le soutirage d'un débit.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le montage et le démontage des accessoires.
- Le changement de direction de la conduite.

➤ **Les coudes**

Les coudes sont des accessoires que l'on utilise pour le changement de direction dans une conduite. Ils sont maintenus par des massifs de butés bien dimensionnés.

➤ **Les cônes**

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de différents diamètres. Ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes, également à l'entrée et sortie des pompes.

➤ **Les croix de jonction**

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour des conduites perpendiculaires. On distingue des croix à emboîtement à brides ou à brides et bout lisses.

➤ **Les téés**

Ils sont utilisés dans le but de soutirer ou d'ajouter un débit supplémentaire dans une canalisation.

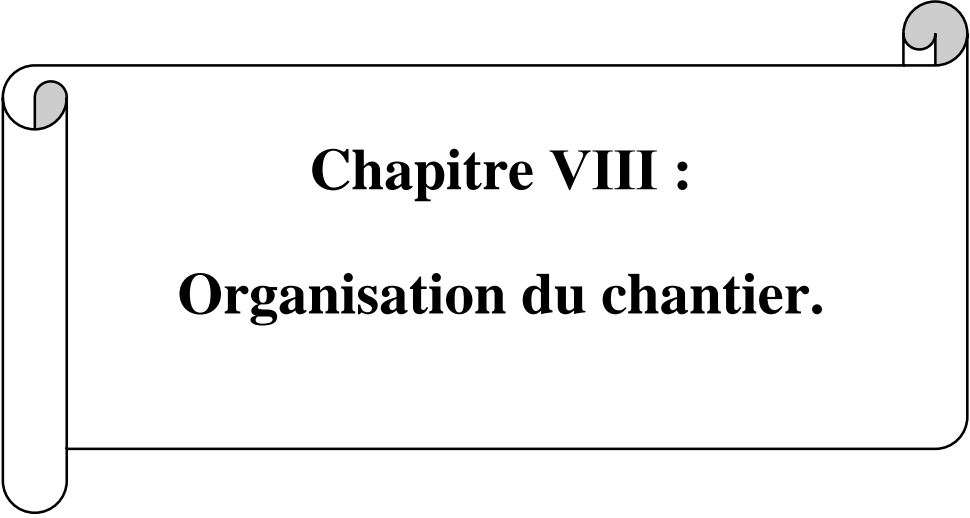
➤ **Les manchons**

Ce sont des pièces utilisés pour le raccordement des appareilles et accessoires.

### **VII.3. Conclusion**

Il est impératif que la pose des canalisations soit faite suivant les normes, afin d'assurer le meilleur rendement et d'augmenter la durée de vie de notre conduite d'adduction.

Pour assurer le bon fonctionnement du réseau, les canalisations doivent être équipées de plusieurs accessoires. Ces derniers sont installés soigneusement et les raccordements effectués par des personnes qualifiées.



**Chapitre VIII :**  
**Organisation du chantier.**

---

## Chapitre VIII : Organisation de chantier

### VIII.1.Introduction

L'organisation de chantier consiste à déterminer et de coordonner les tâches relatives à l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais, ainsi permettre d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations à effectuer sur le terrain.

### VIII.2.Différents travaux à entreprendre

#### VIII.2.1. Travaux concernant l'adduction

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées :** C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus (dans notre cas de 1/1). Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.
- **Construction des regards :** Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses, les vannes de vidange et les vannes de sectionnement, ils sont conçus en béton armé.
- **Pose du lit de sable :** Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.
- **Pose des conduites :** Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.
- **Epreuve de joint de la canalisation :** Les épreuves de pression des conduites et des joints sont destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux, pour plus de sécurité ces épreuves se font 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 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 où la variation ne doit pas excéder 0,2 bars.
- **Remblayage des tranchées :** C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai en terre épierré
- **Transport des terres en excès à la décharge public.**
- **Nivellement et compactage :** Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite et la remise en état des lieux s'il s'agit des travaux en urbain, ou traversée de route.

#### VIII.2.2. Travaux concernant la station de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- **Décapage** : Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.
- **Exécution des fouilles** : L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment Jusqu'au bon sol, selon les cotes arrêtées par les plans d'exécution du génie civil.

Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes :  $L \times l \times h$

Avec :

- L : Longueur de la fouille (m).
- l : Largeur de la fouille (m).
- h : Profondeur de la fouille (m).
- **Coulage du béton de propreté** : On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de béton dosé à 150 kg/m<sup>3</sup> au fond des fouilles.
- **Remblayage** : Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.
- **Coulage du béton armé** : Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup>. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis -poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.
- **Maçonnerie** : Elle consiste en la construction en briques des murs du bâtiment et de la clôture et leurs séparations à l'intérieur.

### VIII.2.3. Travaux concernant les réservoirs

Dans notre cas nous avons à construire deux réservoirs qui vont nous servir comme des bâches d'aspiration. Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des réservoirs sont :

- Décapage de la terre végétale, terrassement en grande masse (selon la topographie), et excavation pour l'ancrage du réservoir.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton armé du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre.
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.
- Les différentes étanchéités (pax aluminium pour la coupole, Flinckotte pour le soubassement etc.), et peinture extérieure....

### VIII.3. Définitions des engins de terrassement utilisés

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un Bulldozer.
- Un chargeur.
- Un compacteur.
- Des camions pour le transport des matériaux, et l'évacuation des terres excédentaires.

#### VIII.3.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs, la pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.



**Figure VIII-1:** Pelle hydraulique.



### VIII.3.2. Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus, l'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



**Figure VIII-2:** Bulldozer.

### VIII.3.1. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



**Figure VIII-3:** Chargeur.

### VIII.3.2. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



**Figure VIII-4 :** Rouleau lisse.

### VIII.4. Calcul des volumes des travaux

Pour faciliter la réalisation des travaux dans les plus brefs délais, nous recommandons de réaliser les travaux des trois lots en parallèle :

- Lot 01 : La réalisation de la conduite d'adduction

- Lot 02 : La réalisation de la station de pompage.

- Lot 03 : la réalisation des réservoirs.

#### **VIII.4.1. Volumes des travaux de la conduite d'adduction (Lot 01)**

- **Volume de décapage de la couche végétale ou goudron**

Le volume de la couche à décaper est donné par la relation suivante :

$$V_c = B * h_c * L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

**B** : largeur de la tranchée, ( $B = D + 0.6$ ) (m).

**D** : diamètre de la conduite (m).

**h<sub>c</sub>** : hauteur de la couche ( $h_c=0.2$ m).

**L** : longueur totale de tranchées (m).

- **Volume de déblai d'excavation**

Le volume de déblai est calculé par la relation suivante :

$$V_d = B * H * L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

**B** : largeur de la tranchée,  $B = D + 0.8$  (m).

**H** : hauteur de la tranchée,  $H = D + h + e$  (m).

**D** : diamètre de la conduite (m).

**h** : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol,  $h=1$  (m).

**e** : épaisseur du lit de sable,  $e = 0.2$ m.

- **Volume de lit de sable**

Le volume de lit de sable est calculé par :

$$V_s = B * e * L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

**B** : largeur de la tranchée (m).

**e** : épaisseur du lit de sable,  $e = 0.1$ m.

**L** : longueur de la tranchée (m).

- **Volume de remblais compacté**

Le volume du remblai est égal au volume du déblai réduit du volume occupé par la conduite plus le volume du lit de sable :

$$V_r = V_d - (V_s + V) \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

$V_d$  : volume du déblai (m<sup>3</sup>)

$V_s$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>)

$V$  : volume occupé par la conduite (m<sup>3</sup>), ( $V = L * \pi * D^2 / 4$ ).

- **Volume des terres en excès**

Le volume des terres excédentaires est égal au volume du déblai réduit du volume de remblais compacté.

$$V_{exc} = V_D - V_r$$

Les résultats de calcul des volumes obtenus sont regroupés dans le tableau ci-après :

**Tableau VIII-1:** Volumes des travaux de l'adduction

<b>D (mm)</b>	<b>L(m)</b>	<b>B (m)</b>	<b>H (m)</b>	<b>Vc (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vd (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vs (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vr (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Vexc (m<sup>3</sup>)</b>
Fonte-PN40-DN 300	2294	1.1	1.5	504.68	3785.10	504.68	3118.09	667.01
PEHD-PN16-DN 500	4127	1.3	1.7	1073.02	9120.67	1073.02	7236.44	1884.23
Fonte-PN25-DN 600	2924	1.4	1.8	818.72	7368.48	818.72	5722.12	1646.36
Fonte-PN25-DN 700	19714	1.5	1.9	5914.20	56184.90	5914.20	42675.64	13509.26
Fonte-PN25-DN 800	14553	1.6	2.0	4656.96	46569.60	4656.96	34589.57	11980.03
Fonte-PN25-DN 900	11044	1.7	2.1	3754.96	39427.08	3754.96	28638.61	10788.47
Fonte-PN25-DN1400	9309	2.2	2.6	4095.96	53247.48	4095.96	34805.89	18441.59
<b>Totale (m<sup>3</sup>)</b>				<b>20818.50</b>	<b>215703.31</b>	<b>20818.50</b>	<b>156786.35</b>	<b>58916.96</b>

#### VIII.4.2. Volumes des travaux de la station de pompage (Lot 02)

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit :  $20 \times 6$  m<sup>2</sup>.
- La profondeur des fouilles h = 1,5 m.
- Les semelles sont de forme carré de côté L=1,5 m et de hauteur h=0,40 m.
- Les demi- poteaux sont de forme carré de côté 0,35 m et de hauteur h = 1,7 m.
- Les poteaux sont de forme carré de côté 0,35 m et de hauteur totale h = 6 m.
- Le nombre de poteaux total est de 12.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm.
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,15 m.
- Les longrines ont une hauteur de h = 0,60 m et une épaisseur de 0,35 m.
- Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 12 semelles et 12 fouilles. (Voir la vue en plan figure V.8).
- **Calcul du volume de décapage :**

Le bâtiment de la station de pompage étant au-dessous du terrain naturel de 0.5 m de profondeur, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées de la plateforme et des fouilles.

$$V_d = V_p + V_f$$

$V_p$  : volume des terres excavées de la plateforme  $V_p = 377.6$  m<sup>3</sup>.

$V_f$  : volume des terres excavées des fouilles (m<sup>3</sup>).

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de 40.5 m<sup>3</sup>.

Donc le volume total des déblais soit environ de :  $V_d = 418$  m<sup>3</sup>.

- **Volume du béton de propreté :**

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de  $1,5 \times 1,5 \times 0,1$  soit 0,225 m<sup>3</sup>.

Le nombre de fouilles étant de 12, le volume total du béton de propreté est de **2.7 m<sup>3</sup>**.

- **Volume du béton armé :**

Les éléments de la station de pompage dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles.
- Demi-poteaux.
- Poteaux.
- Longrines.
- Chape inférieure.
- Dalle supérieure.

**Tableau VIII-2:** Volume du béton armé.

Élément	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	n	V=L*l*h*n (m <sup>3</sup> )
Semelles	1.5	1.5	0.4	12	10.8
Demi-poteaux	0.35	0.35	1.7	12	2.499
Poteaux	0.35	0.35	6	12	8.82
Ceintures inf.sup.long	20	0.35	0.6	4	16.8
	16	0.35	0.6	8	26.88
Ceintures inf.sup.larg	6	0.35	0.6	4	5.04
	4	0.35	0.6	6	5.04
Dalle supérieure/ inférieure	20	6	0.07	2	16.8
	16	4	0.07	2	8.96
<b>Totale (m<sup>3</sup>)</b>					<b>101.64</b>

#### VIII.4.2.1 Volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté des fouilles est  $1,5 \times 1,5 \times 1$  (1,5 m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1 m), le volume est de 2,25 m<sup>3</sup>. Le nombre de fouilles étant de 12, donc le volume total de remblais compacté des fouilles est de : 27 m<sup>3</sup>.

- **Volume de la maçonnerie :**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits en briques double parois de dimensions  $30 \times 20$  (cm<sup>2</sup>). La surface de la maçonnerie totale est :

$$S_{\text{maçonnerie}} = S_{T.\text{murs}} - S_{\text{fenêtres}} - S_{\text{portail}}$$

$$S_{T.\text{murs}} : \text{Surface totale des murs} = 342.68 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{fenêtres}} : \text{Surface des fenêtres} = 24.64 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{portail}} : \text{Surface du portail} = 12 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc : } S_{\text{maçonnerie}} = 306.04 \text{ m}^2.$$

$$\text{D'où le nombre de briques nécessaire est de : } N = 2 * \frac{S_{\text{maçonnerie}}}{S_{\text{brique}}} = \frac{306.04}{0.3*0.2} = 10200 \text{ briques.}$$

Le nombre de brique à prévoir en tenant compte de la casse est de 10250 briques.

Les résultats des volumes des travaux de la station de pompage sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-3:** Volume des travaux SP.

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Excavation	m <sup>3</sup>	418
2	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	27
3	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	2.7
4	Béton armé	m <sup>3</sup>	101.64
5	Maçonnerie	Brique	5150

### VIII.4.3. Volumes des travaux des réservoirs (Lot 03)

Les réservoirs à projeter de notre système d'adduction sont au nombre de sept, dont cinq réservoirs de stockage de capacité 1000 m<sup>3</sup>, 3\*2000 m<sup>3</sup> et 500 m<sup>3</sup> et un réservoir tampon de capacité 500 m<sup>3</sup> plus un réservoir dans la station de pompage de capacité de 500 m<sup>3</sup>.

- La profondeur d'excavation est de 2m.
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre).
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m.
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m.
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m.
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m.
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m.
- L'acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur.
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de 0,2 × 0,3 m<sup>2</sup>.

Les chambres de manœuvres auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 3-6 m.
- La largeur est de 2-5 m.
- La hauteur est de 3 m.
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 0,5 m.
- Les murs sur sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m.
- La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux.
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3 × 0,3 m<sup>2</sup>) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3 × 0,45 m<sup>2</sup>).
- **Volume des déblais :**

Le volume total des déblais est la somme des déblais des réservoirs et des chambres de manœuvres :

$$V_d = \left( \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} + L * l \right) * h_{exc}$$

$D_{exc}$  : Diamètre d'excavation (m),  $D_{exc} = D_{ext} + 2$  .

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m),  $D_{xt} = D_{int} + (2 * 0.3)$ .

$D_{int}$ : Diamètre intérieur du réservoir (m).

L : longueur de la chambre de manœuvre (m).

l : largeur de la chambre de manœuvre (m).

hexc : profondeur d'excavation (m), hexc = 1 m.

**Tableau VIII-4** : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.

Réservoir	capacité	Dint (m)	Dext (m)	Dexc (m)	L (m)	L (m)	Vd (m <sup>3</sup> )
Ouled Haddadj	322.05	17	17.6	19.6	5	4	644.09
Ouled Moussa	1152.64	24	24.6	26.6	5	4	2305.28
Kharrouba	252.60	14.6	15.2	17.2	5	4	505.21
Khemis El Khechna	576.32	24	24.6	26.6	5	4	1152.64
Réservoir tampon	252.60	14.6	15.2	17.2	5	4	505.21
R- Station de pompage	576.32	24	24.6	26.6	5	4	1152.64
<b>Totale</b>							<b>3132.53</b>

- **Volume de tout-venant :**

Le volume du tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv}$$

$V_{tv}$  : Volume du tout-venant (m<sup>3</sup>).

$e_{tv}$  : Epaisseur de la couche du tout-venant (m),  $e_{tv} = 0,3$  m.

**Tableau VIII-5** : Calcul des volumes du tout-venant.

Réservoir	Dexc (m)	V <sub>tv</sub> (m <sup>3</sup> )
Ouled Haddadj	90.47	90.47
Ouled Moussa	333.26	166.63
Kharrouba	69.67	69.67
Khemis El Khechna	166.63	166.63
Réservoir tampon	69.67	69.67
R- Station de pompage	166.63	166.63
<b>Totale</b>		<b>896.33</b>



➤ **Volume de béton de propreté :**

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieurs du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp}$$

$V_{bp}$  : Volume du tout-venant (m<sup>3</sup>).

$D_{bp}$  : Diamètre de la couche du béton de propreté (m),  $D_{bp} = D_{ext} + 1.2$

$e_{bp}$  : Epaisseur de la couche du tout-venant (m),  $e_{tv} = 0,15$  m.

**Tableau VIII-6:** Calcul des volumes du béton de propreté.

Réservoir	$D_{bp}$ (m)	$V_{bp}$ (m <sup>3</sup> )
Ouled Haddadj	18.8	41.62
Ouled Moussa	25.8	156.76
Kharrouba	16.4	31.67
Khemis El Khechna	25.8	78.38
Réservoir tampon	16.4	31.67
R- Station de pompage	25.8	78.38
<b>Totale</b>		<b>418.47</b>

➤ **Volume de béton armé :**

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs ;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manœuvre ;
- Ceintures supérieurs des réservoirs ;
- Coupoles des réservoirs ;
- Poteaux de la chambre de manœuvre ;
- Ceintures de la chambre de manœuvre ;
- Chape de la chambre de manœuvre ;
- Dalle de la chambre de manœuvre ;
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre ;

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H$$

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m).

$D_{int}$  : Diamètre intérieur du réservoir (m).

H : Hauteur de l'élément du réservoir (m).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-7:** Calcul du volume du béton armé.

Réservoir	Eléments	$D_{ext}$ (m)	$D_{int}$ (m)	H (m)	$V_{ba}$ (m <sup>3</sup> )
Ouled Haddadj	Radier	17.6	-	0.45	109.60
	Voiles	17.5	17	5	67.81
	Ceintures supérieures	18	17	0.5	13.76
	Acrotères	18	17.84	0.3	1.35
Ouled Moussa	Radier	24.6	-	0.45	214.11
	Voiles	24.5	24	5	95.33
	Ceintures supérieures	25	24	0.5	19.26
	Acrotères	25	24.84	0.3	1.88
Kharrouba	Radier	15.2	-	0.45	81.74
	Voiles	15.1	14.6	3.5	40.87
	Ceintures supérieures	15.6	14.6	0.5	11.87
	Acrotères	15.6	15.44	0.3	1.17
Khemis El Khechna	Radier	24.6	-	0.45	214.11
	Voiles	24.5	24	5	95.33
	Ceintures supérieures	25	24	0.5	19.26
	Acrotères	25	24.84	0.3	1.88
Réservoir tampon	Radier	15.2	-	0.45	81.74
	Voiles	15.1	14.6	3.5	40.87
	Ceintures supérieures	15.6	14.6	0.5	11.87
	Acrotères	15.6	15.44	0.3	1.17
R- Station de pompage	Radier	24.6	-	0.45	214.11
	Voiles	24.5	24	5	95.33
	Ceintures supérieures	25	24	0.5	19.26
	Acrotères	25	24.84	0.3	1.88
<b>Totale</b>					<b>1786.19</b>

➤ **Coupoles :**

La coupole est sphérique de rayon : 
$$R = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 * f}$$

R : rayon de la coupole (m).

D : Diamètre du réservoir (m).

f : flèche de la coupole (m), f= 1.5 m.

Et de volume : 
$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c$$

$V_c$  : Volume de la coupole (m<sup>3</sup>).

$e_c$  : Epaisseur de la coupole (m),  $e_c = 0.1$  m.

**Tableau VIII-8:** Calcul du volume du béton armé pour les coupoles.

Réservoir	D (m)	R (m)	$V_c$ (m <sup>3</sup> )
Ouled Haddadj	17	24.83	23.430
Ouled Moussa	24	48.75	91.991
Kharrouba	14.6	18.51	17.467
Khemis El Khechna	24	48.75	45.996
Réservoir tampon	14.6	18.51	17.467
R- Station de pompage	24	48.75	45.996
<b>Totale</b>			<b>242.347</b>

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-9:** Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvres :

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	n	$V=L*l*h*n$ (m <sup>3</sup> )
Voiles	5	0.2	0.5	4	2
Poteaux	0.3	0.3	5	4	1.8
Ceintures inf.long	5	0.3	0.3	4	1.8
Ceintures inf.larg	4	0.3	0.3	4	1.44
Ceintures sup.long	5	0.3	0.3	4	1.8
Ceintures sup.larg	4	0.3	0.45	4	2.16
Dalle supérieure	5	4	0.07	1	1.4
Chape inférieure	5	4	0.07	1	1.4
<b>Totale</b>					<b>13.8</b>

Le nombre des chambres de manœuvre étant sept, alors le volume total du béton armé de ces chambres de manœuvre est de :  $7 \times 13,8$  soit : 96.6 m<sup>3</sup>.

Conclusion : le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera :

$$V_{T.ba} = 1786.19 + 242.35 + 96.6 = \mathbf{2125.14 \text{ m}^3}$$

- **Volume du remblai compacté**

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h$$

$V_r$  : Volume du remblai compacté (m<sup>3</sup>).

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m).

$D_{exc}$  : Diamètre d'excavation (m).

$h$  : profondeur d'excavation (m),  $h = 1$  m.

**Tableau VIII-10** : Calcul du volume du remblai compacté.

Réservoir	Dexc (m)	Dext (m)	Vr (m <sup>3</sup> )
Ouled Haddadj	19.6	17.6	58.497
Ouled Moussa	26.6	24.6	80.512
Kharrouba	17.2	15.2	50.949
Khemis El Khechna	26.6	24.6	80.512
Réservoir tampon	17.2	15.2	50.949
R- Station de pompage	26.6	24.6	80.512
<b>Totale</b>			<b>401.931</b>

- **Volume de la maçonnerie**

Pour les réservoirs seuls les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions  $30 \times 20$  (cm<sup>2</sup>)

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que  $(5 \times 2) \times 4$  soit 40 m<sup>2</sup>.

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06 m<sup>2</sup>. Le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de 700 briques.

Le nombre des chambres de manœuvre étant quatre, alors le nombre total de briques de ces chambres de manœuvre est de :  $7 \times 700$  soit : 4900 briques.

**VIII.5. Calcul des coûts des travaux**

Les devis estimatifs et quantitatifs du projet sont représentés dans le tableaux qui suivent :

- **Lot 01 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de l'adduction**

**Tableau VIII-11:** Devis quantitatif et estimatif des travaux de la conduite d'adduction.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire, HT (DA)	Montant Total.HT (DA)
<b>TERRASSEMENT</b>					
01	Décapage de la couche végétale où de goudron	m <sup>3</sup>	20818.5	150	3122775
02	Ouverture d'une fouille en tranchées (déblai d'excavation)	m <sup>3</sup>	215703.31	300	64710993
03	Fourniture et pose d'un lit de sable	m <sup>3</sup>	20818.5	800	16654800
04	Remblai compacté de terre tout venant	m <sup>3</sup>	156786.35	150	23517953
05	Transport des terres excédentaires vers la décharge public	m <sup>3</sup>	58916.95	250	14729239.81
<b>CANALISATION</b>					
06	Fourniture, transport et pose de canalisations y compris toutes sujétions :				
	Fonte-PN40-DN 300	ml	1735	15000	26025000
	PEHD-PN16-DN 500		3565	20000	71300000
	Fonte-PN25-DN 600		2924	24000	70176000
	Fonte-PN25-DN 700		19042	30000	571260000
	Fonte-PN25-DN 800		5536	34000	188224000
	Fonte-PN25-DN 900		9811	38000	372818000
Fonte-PN25-DN1400	9309		58000	539922000	

**Suite du Tableau VIII.11:** Devis quantitatif et estimatif des travaux de la conduite d'adduction.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire, HT (DA)	Montant Total.HT (DA)
<b>CANALISATION</b>					
07	Fourniture et pose de grillage avertisseur, couleur bleu, posé à 0.3 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite	ml	51 922	80	4 153 760
<b>MONTANT TOTAL (HT) :</b>		<b>1 966 614 520.00DA</b>			
<b>MONTANT TVA (19%) :</b>		<b>373 656 758.9 DA</b>			
<b>MONTANT TOTAL (TTC) :</b>		<b>2 340 271 279.00DA</b>			

- **Lot 02 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de la station de pompage**

**Tableau VIII-12 :** Devis quantitatif et estimatif des travaux de la station de pompage.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire, HT (DA)	Montant Total.HT (DA)
<b>TERRASSEMENT</b>					
01	Excavation de la plateforme et les fouilles	m <sup>3</sup>	418	250	104 500
02	Remblai compacté de terre tout venant	m <sup>3</sup>	27	150	4 050
03	Transport des terres excédentaires vers la décharge public	m <sup>3</sup>	393	250	98 250
<b>CONSTRUCTION EN BETON</b>					
04	<b>Béton de propreté:</b> dosé de 150 kg /m3 de ciment.	m <sup>3</sup>	3	10 000	30 000

**Suite du Tableau VIII.12 : Devis quantitatif et estimatif des travaux de la station de pompage.**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire, HT (DA)	Montant Total.HT (DA)
<b>CONSTRUCTION EN BETON</b>					
05	<b>Béton armé:</b> dosé de 350 kg/m <sup>3</sup> de ciment y compris le coffrage et ferrailage et tout sujétions éventuelles	m <sup>3</sup>	101.64	40 000	4 065 600
<b>Maçonnerie</b>					
06	Maçonnerie en briques	briques	10250	28	287 000
07	<b>Carrelage:</b> revêtement de sol en carreaux granito (0.25*0.25), y compris la fourniture et pose	m <sup>2</sup>	184	1 200	220 800
08	<b>Peinture:</b> Mise en œuvre en deux sur les murs, y compris toutes les sujétions	m <sup>2</sup>	630	400	252 000
<b>MONTANT TOTAL (HT) :</b>			<b>5 160 450.00 DA</b>		
<b>MONTANT TVA (19%) :</b>			<b>980 485.50 DA</b>		
<b>MONTANT TOTAL (TTC) :</b>			<b>6 140 936.00 DA</b>		

- **Lot 03 : Devis quantitatif et estimatif des travaux des réservoirs**

**Tableau VIII-13:** Devis quantitatif et estimatif des travaux des réservoirs.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire, HT (DA)	Montant Total.HT (DA)
<b>TERRASSEMENT</b>					
01	Déblais des réservoirs et chambres de manœuvres	m <sup>3</sup>	3 132.53	250	783 132.5
02	Remblais compacté en terre tout venant	m <sup>3</sup>	1 298.26	150	194 739
03	Transport des terres excédentaires vers la décharge public	m <sup>3</sup>	1 834.27	250	458 567.5
<b>CONSTRUCTION EN BETON ET Maçonnerie</b>					
04	Béton de propreté: dosé de 150 kg /m3 de ciment.	m <sup>3</sup>	418.47	10 000	4 184 700
05	Béton armé: dosé de 350 kg/m3 de ciment y compris le coffrage et ferrailage et tout sujétions éventuelles	m <sup>3</sup>	2 125.14	40 000	85 005 600
06	Maçonnerie des chambre de manœuvres	briques	4100	25	102 500
<b>MONTANT TOTAL (HT) :</b>			<b>90 729 239.00 DA</b>		
<b>MONTANT TVA (19%) :</b>			<b>17 238 555.40 DA</b>		
<b>MONTANT TOTAL (TTC) :</b>			<b>107 967 794.00 DA</b>		



**Tableau VIII-14** : récapitulatif du devis estimatif du projet.

N°	Désignation	Montant Total, HT (DA)	Montant TVA, 19 % (DA)	Montant Total TTC (DA)
01	Lot 01	1 966 614 520.00	373 656 758.9	2 340 271 279.00
02	Lot 02	5 160 450.00 DA	980 485.50	6 140 936.00
03	Lot 03	90 729 239.00	17 238 555.40	107 967 794.00
<b>MONTANT GLOBAL TTC : 2 454 380 009.30 DA</b>				

Le coût total du projet est estimé à : **Deux milliards quatre cent cinquante-quatre millions trois cent quatre-vingt mille et neuf Dinars Algériens.**

### VIII.6. Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program évaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

#### VIII.6.1. Définition ses tâches et leurs durées

- **Lot 01 : la réalisation de la conduite d'adduction**

Les taches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-15 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.**

<b>Notation</b>	<b>Opération</b>	<b>Durée (jours)</b>
A	Exécution des tranchées « STE. B-Point A»	25
B	Exécution des tranchées « Point A-Réservoir Hammedi»	60
C	Exécution des tranchées « Point A- Point B»	10
D	Exécution des tranchées « Point B-Réservoir Ouled Heddadj»	3
E	Exécution des tranchées « Point B-Réservoir SP»	10
F	Exécution des tranchées « SP-Piquage C»	8
G	Exécution des tranchées « Point C-Réservoir Ouled Moussa»	8
H	Exécution des tranchées « Point C-Réservoir Tampon»	25
I	Exécution des tranchées « Réservoir Tampon-Réservoir Kharrouba»	10
J	Exécution des tranchées « Réservoir Tampon-Point D»	18
K	Exécution des tranchées « Point D-Réservoir Larbatache»	8
L	Exécution des tranchées « Point D-Réservoir Khemis El Khechna»	20
M	Pose du lit de sable « STE. B-Point A»	6
N	Pose du lit de sable « Point A-Réservoir Hammedi»	15
O	Pose du lit de sable «Point A- Point B»	2
P	Pose du lit de sable «Point B-Réservoir Ouled Heddadj»	1
Q	Pose du lit de sable « Point B-Réservoir SP»	3
R	Pose du lit de sable « SP-Point C»	2
S	Pose du lit de sable «Point C-Réservoir Ouled Moussa»	3
T	Pose du lit de sable « Point C-Réservoir Tampon»	6
U	Pose du lit de sable « Réservoir Tampon-Réservoir Kharrouba»	3
V	Pose du lit de sable « Réservoir Tampon-Point D»	5
W	Pose du lit de sable «Point D-Réservoir Larbatache»	2
X	Pose du lit de sable «Point D-Réservoir Khemis El Khechna»	6
Y	Pose de canalisation « STE. B-Point A»	15
Z	Pose de canalisation «Point A-Réservoir Hammedi»	30
AB	Pose de canalisation «Point A- Piquage B»	5
AC	Pose de canalisation «Point B-Réservoir Ouled Heddadj»	3
AD	Pose de canalisation «Point B-Réservoir SP»	8

**Suite du tableau VIII.15:** Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

<b>Notation</b>	<b>Opération</b>	<b>Durée (jours)</b>
AE	Pose de canalisation « SP-Point C»	5
AF	Pose de canalisation «Point C-Réservoir Ouled Moussa»	8
AG	Pose de canalisation «Point C-Réservoir Tampon»	15
AH	Pose de canalisation « Réservoir Tampon-Réservoir Kharrouba»	8
AI	Pose de canalisation « Réservoir Tampon-Point D»	10
AJ	Pose de canalisation «Point D-Réservoir Larbatache»	5
AK	Pose de canalisation «Point D-Réservoir Khemis El Khechna»	15
AL	Remblayage des tranchées « STE. B-Point A»	8
AM	Remblayage des tranchées «Point A-Réservoir Hammedi»	18
AN	Remblayage des tranchées «Point A- Point B»	3
AO	Remblayage des tranchées « Piquage B-Réservoir Ouled Heddadj»	2
AP	Remblayage des tranchées « Piquage B-Réservoir SP»	5
AQ	Remblayage des tranchées « SP-Point C»	3
AR	Remblayage des tranchées «Point C-Réservoir Ouled Moussa»	4
AS	Remblayage des tranchées «Point C-Réservoir Tampon»	8
AT	Remblayage des tranchées « Réservoir Tampon-Réservoir Kharrouba»	5
AU	Remblayage des tranchées « Réservoir Tampon-Point D»	8
AV	Remblayage des tranchées «Point D-Réservoir Larbatache»	4
AW	Remblayage des tranchées «Point D-Réservoir Khemis El Khechna»	9

- **Lot 02 : la réalisation de la station de pompage**

Les taches de construction de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-16:** Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage.	3
B	Excavation.	5
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles et les demi poteaux.	12
E	Remblayage et compactage des fouilles.	4
F	Coulage béton longrine inférieure.	16
G	Remblayage des casiers.	6
H	Coulage de la chape inférieure.	2
I	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	30
J	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	40
K	Maçonnerie et finition générale.	35
L	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

- **Lot 02 : la réalisation des réservoirs :**

La construction des réservoirs de notre adduction se feront en parallèle, y compris le réservoir de la station de pompage.

Les taches de construction d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-17** : Temps de réalisation des réservoirs.

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Excavation.	3
B	Pose de tout venant.	3
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	60
E	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre.	60
F	Coulage du béton armé de la ceinture supérieur du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre.	30
G	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre.	70
H	Remblayage et compactage.	3
I	Maçonnerie et finition générale	30
J	Evaluation des débris et nettoyage	5

### VIII.7. La planification des tâches par la méthode (CPM)

- **Détermination du chemin critique**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

**TR** : temps de réalisation.

**DCP** : date de commencement au plus tôt.

**DCPP** : date de commencement au plus tard.

**DFP** : date de finition au plus tôt

**DFPP** : date de finition au plus tard.

**MT** : marge totale.

Avec :  $DFP = DCP + TR$

$DCPP = DFPP - TR$

- **Le chemin critique**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (MT=0), ainsi la somme de TR = DTP.

### VIII.7.1. La réalisation de la conduite d'adduction

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent, pour chaque opération de réalisation de la conduite d'adduction dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-18:** Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération du lot 01.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	B, M	Y	M	Z, AL
B	A	C, N	Z	N, Y	AB, AM
C	B	D, O	AB	O, Z	AC, AN
D	C	E, P	AC	P,AB	AD, AO
E	D	F, Q	AD	Q,AC	AE, AP
F	E	G, R	AE	P,AD	AF, AQ
G	F	H, S	AF	S,AE	AG, AR
H	G	I, T	AG	T,AF	AH, AS
I	H	J, U	AH	U,AG	AI, AT
J	I	K, V	AI	V,AH	AJ, AU
K	J	L, W	AJ	W,AI	AK, AV
L	K	X	AK	X,AJ	AW
M	A	N, Y	AL	Y	AM
N	B, M	O, Z	AM	Z,AL	AN
O	C, N	P, AB	AN	AB,AM	AO
P	D, O	Q, AC	AO	AC,AN	AP
Q	E, P	R, AD	AP	AD,AO	AQ
R	F, Q	S, AE	AQ	AE,AP	AR
S	G, R	T, AF	AR	AF,AQ	AS
T	H, S	U, AG	AS	AG,AR	AT
U	I, T	V, AH	AT	AH,AS	AU
V	J, U	W, AI	AU	AI ,AT	AV
W	K, V	X, AJ	AV	AJ,AU	AW
X	L, W	AK	AW	AK,AV	-

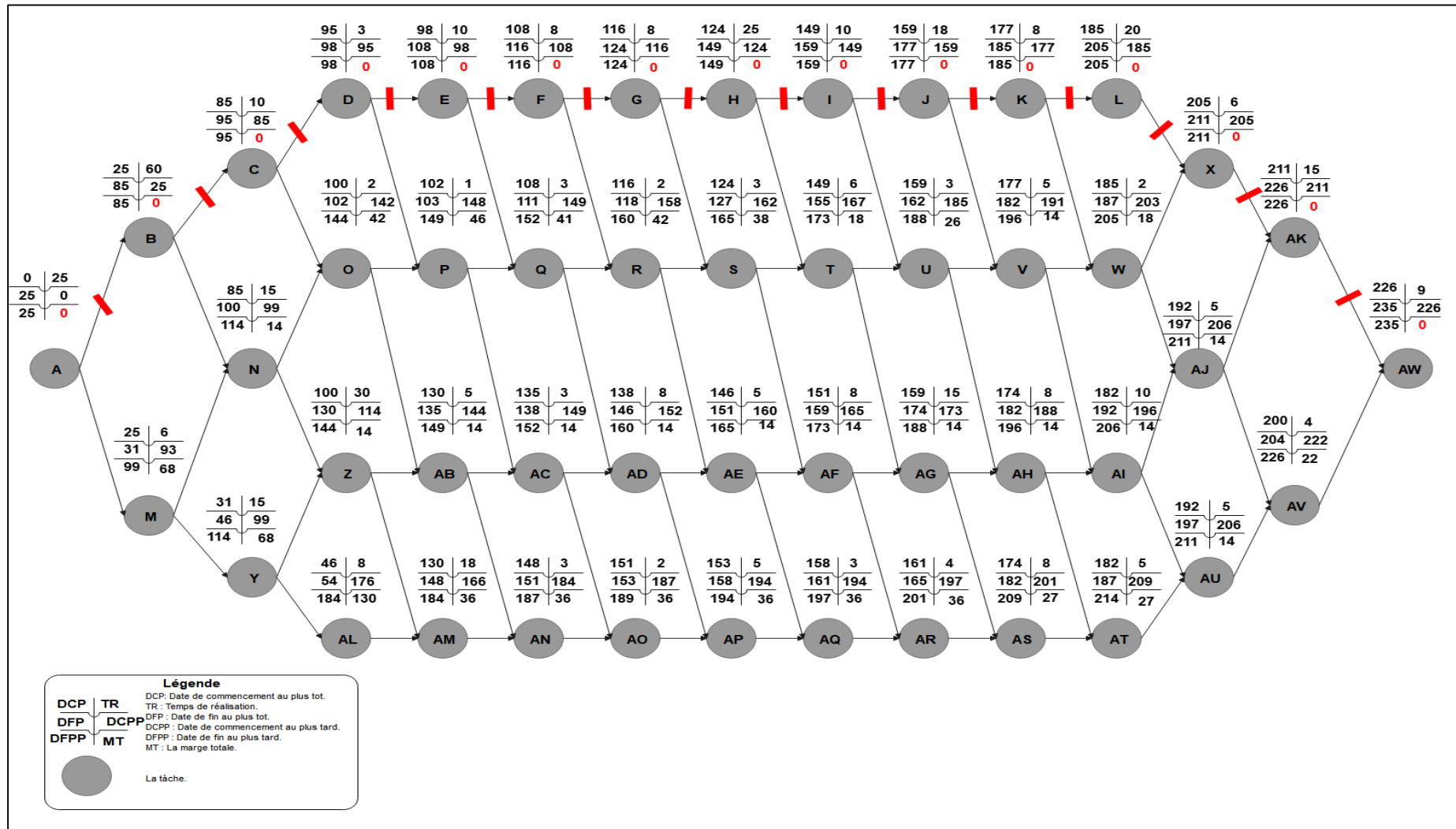


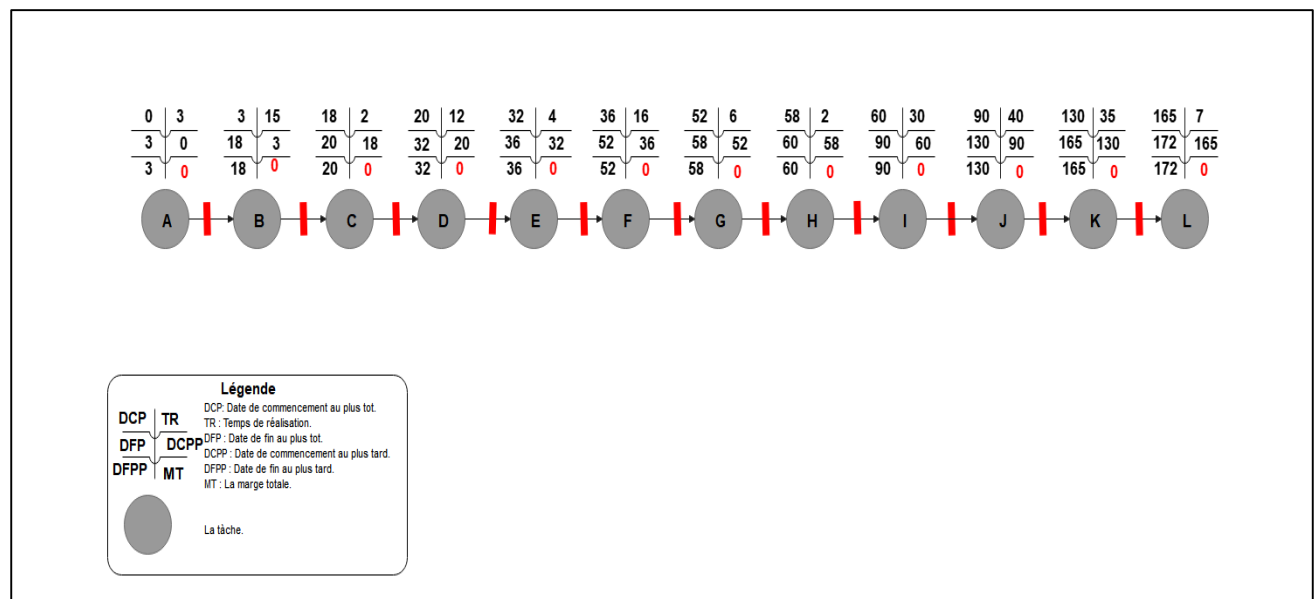
Figure VIII-5 : Le réseau à nœud du Lot-01.

**VIII.7.2. La réalisation de la station de pompage**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent, pour chaque opération de réalisation de la station de pompage dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-19:** Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération du lot 02.

Opération	Précède	Succède
A	-	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	I
I	H	J
J	I	K
K	J	L
L	K	-



**Figure VIII-6 :** Le réseau à nœud du Lot-02.

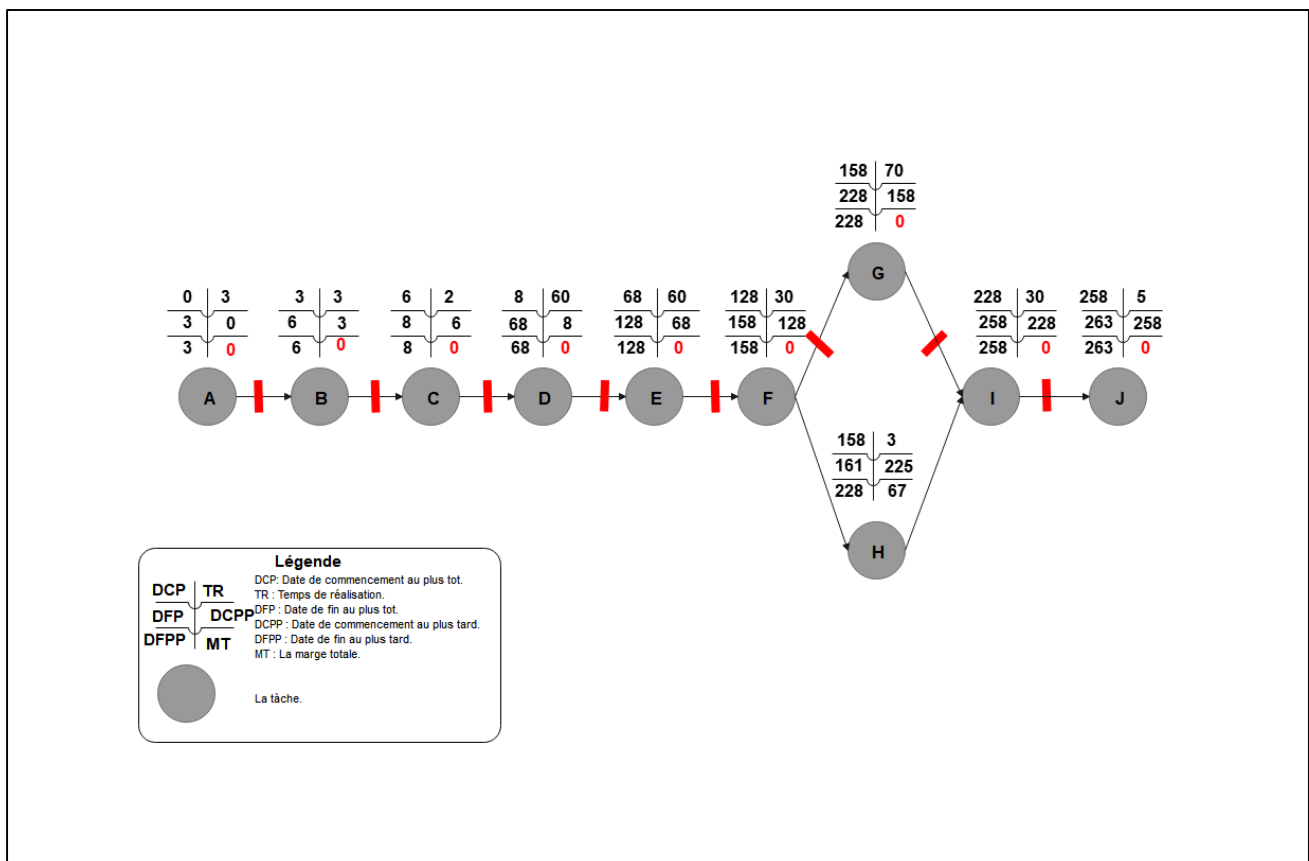


**VIII.7.3. La réalisation des réservoirs**

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent, pour chaque opération de réalisation d'un réservoir dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-20 :** Taches qui précèdent et succèdent pour chaque opération du lot 03.

Opération	Précède	Succède	Opération	Précède	Succède
A	-	B	F	E	G , H
B	A	C	G	F	I
C	B	D	H	F	I
D	C	E	I	G,H	J
E	D	F	J	I	-



**Figure VIII-7 :** Réseau à nœud du Lot-03.

**Figure VIII-8:** Equipements de protection individuelle. **Figure VIII-9 :** Réseau à nœud du Lot-03.

Les délais d'exécution des trois lots du projet sont les suivants :

Lot-01 : 235 jours, soit donc 8 mois.

Lot-02 : 172 jours, soit donc 6 mois.

Lot-03 : 263 jours, soit donc 9 mois.

**Remarque** : On peut entamer la réalisation des trois lots en parallèle, donc le délai global de la réalisation de ce projet dépend des moyens humains et matériels qui seront mis à la disposition des chantiers.

### **VIII.8. Causes et accidents de travail dans un chantier hydraulique**

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

#### **VIII.8.1. Facteurs humains**

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

#### **VIII.8.2. Factures matériels**

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.).

## VIII.9. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

### VIII.9.1. Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, lunette protectrice).



Figure VIII-10: Equipements de protection individuelle.

### VIII.9.2. Protection collective

- **Equipement de mise en œuvre du béton**

L'entrepreneur ou bien chef de chantier doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- **Engin de levage**

La grue, pipe layé et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter des personnes compétentes.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

### VIII.9.3. Autre protections

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

- 
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
  - Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

#### **VIII.10. Conclusion**

Dans ce chapitre, on a déterminé le devis général de la station de pompage et de l'adduction et des réservoirs qui est de l'ordre de 2.45 milliards de Dinars Algériens. En premier lieu, nous avons fait le choix des engins le plus approprié pour le bon déroulement des différentes étapes du projet

Enfin. Nous avons entrepris une planification des travaux en déterminant les délais par la méthode des chemin critique. Ce qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.



## **Conclusion générale**

## Conclusion générale

Au cours du présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation du projet d'adduction en eau potable de la zone sud-ouest de la wilaya de Boumerdès à partir du barrage Keddara.

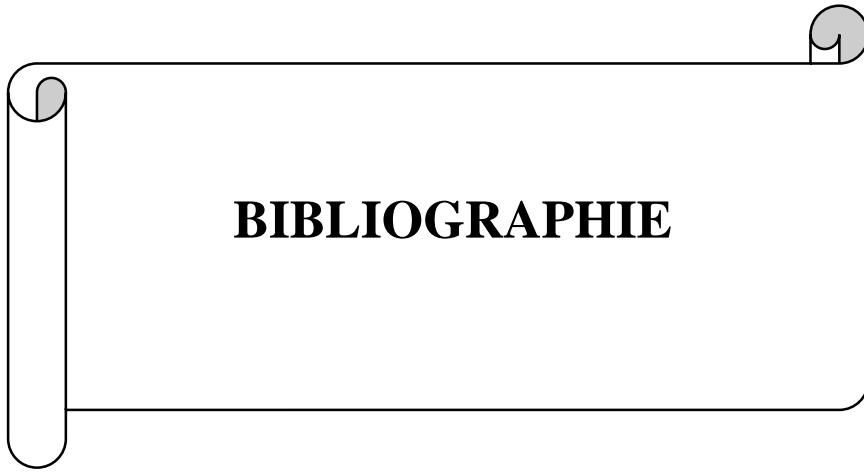
Il a fallu dans un premier temps de collecter les données relatives à la zone d'étude du point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique avec l'aide des différentes administrations concernées.

Ce projet est étudié pour l'horizon 2051, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 701382 habitants. Nous avons constaté que les besoins maximums en eau de notre zone d'étude à l'horizon de 2051 sont de 172 107.7 m<sup>3</sup>/j.

L'étude de dimensionnement du réseau d'adduction a révélé une longueur totale de 52 Km avec une variation du matériau choisit entre la fonte ductile et le PEHD, et on a donné une priorité surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant dans les réservoirs de distribution, qui assure non seulement l'aspect technique mais aussi l'aspect de sécurité contre l'effet de régime transitoire (coup de bélier).

Enfin, dans le but de se rapprocher le maximum à la bonne marche du chantier nous avons essayé de proposer une chronologie logique d'exécution des tâches. Ainsi que des préventions à prendre pour pouvoir assurer la protection et la sécurité des ouvriers.

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes.

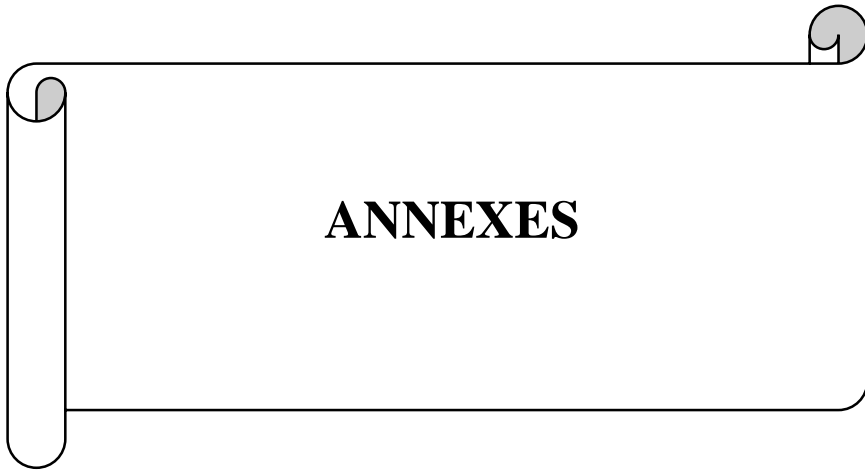


**BIBLIOGRAPHIE**

## Références bibliographiques

- [1] SALAH. B « *Polycopie d'alimentation en eau potable* », ENSH (Blida) 2014.
- [2] BONNIN. J « *Hydraulique urbaine* », Tome 1 : Captage-Réseaud'adduction-Réservoirs-Réseaux de distribution- Equipements-Pompes-Petites centrales hydraulique. Version 2005.
- [3] PAUL GUYER. J « *An introduction to Pumping Stations for Water Supply Systemes* » 2013.
- [4] MEUNIER. M « *Les coups de bélier et la protection des réseau d'eau sous pression* », Ecole nationale du génie rurale, des eaux, et des forêts, 1980.
- [5] SALAH.B, KETTAB.A, MASSOUH.F, MBAGANGOYE.B « *Célérité de l'onde de coup de bélier dans les conduites enterrés* », revue internationale de l'eau de Houille Blanche, N° ¾, 2001.
- [6] ALALOU. S « *Etude de l'adduction à partir d'un piquage pour l'alimentation en eau potable de sept communes de la wilaya de Boumerdès* », ENSH (Blida) 2011.
- [7] BENBOUSSAD. I « *Renforcement de l'approvisionnement en eau potable de la ville d'Ain Boucif (W. Média)* », ENSH (Blida) 2020.
- [8] IKHLEF.N « *Alimentation en eau potable de la commune de Chaabet El Aneur (Wilaya de Boumerdès)* », ENSH (Blida) 2020.
- [9] ZAIDA. A « *Etude du système d'adduction d'eau potable de la commune de Bordj Emir Abdelkader (W. Tissemsilt)* », ENSH (Blida) 2018.





# ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ  
DES RÉSERVOIRS D'AIR

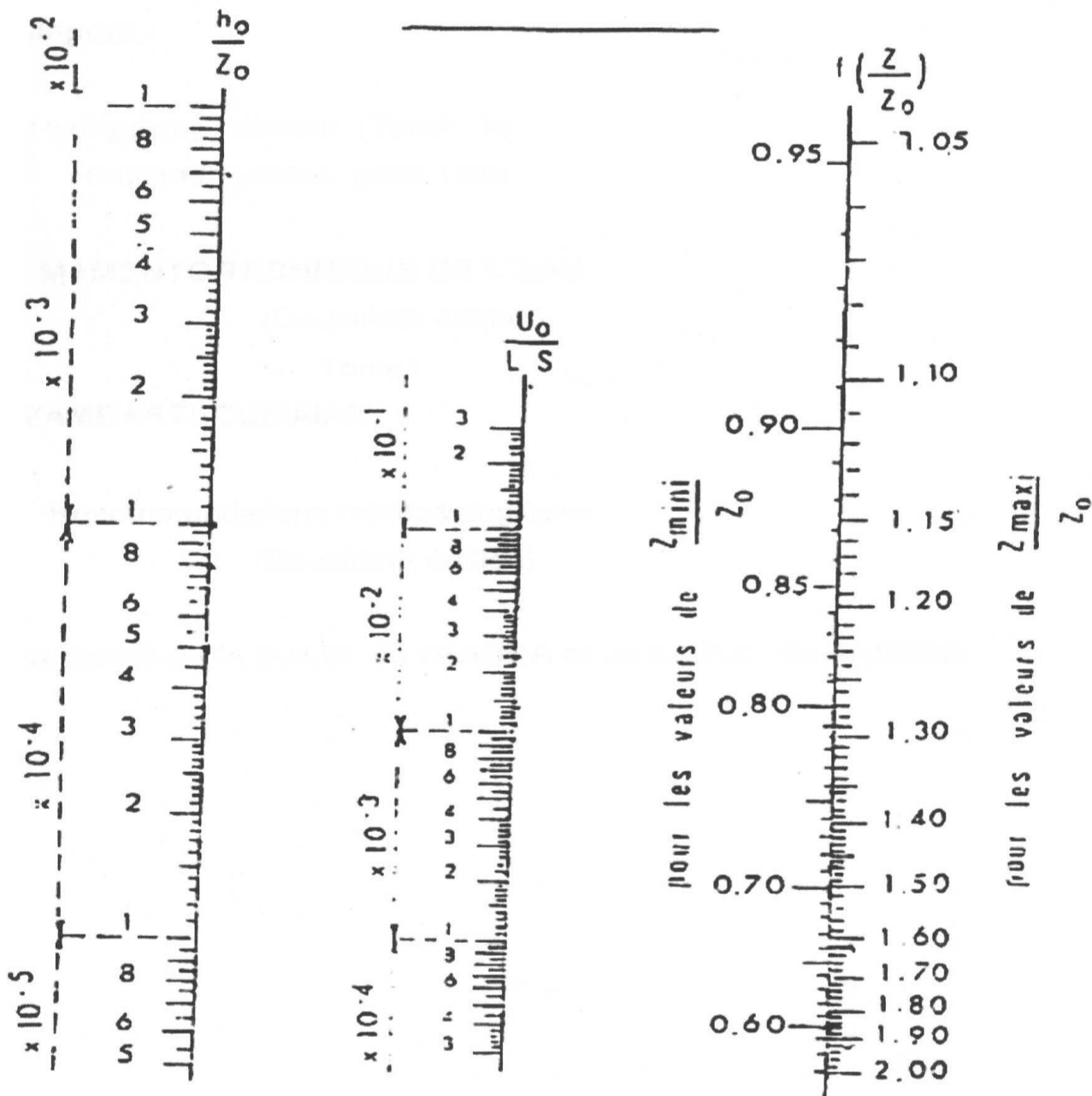


PLANCHE XXVII

Annexe I : Abaque de Vibert

**TUBE PEHD EAU PN16**

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
11 004 0201	Tube PEHD Ø 20 PN 16 EP 2.3 mm	ML	34.32	40.15
11 004 0251	Tube PEHD Ø 25 PN 16 EP 3.0 mm	ML	48.03	57.16
11 004 0321	Tube PEHD Ø 32 PN 16 EP 3.6 mm	ML	75.47	89.81
11 004 0401	Tube PEHD Ø 40 PN 16 EP 4.5 mm	ML	116.64	138.80
11 004 0501	Tube PEHD Ø 50 PN 16 EP 5.6 mm	ML	180.68	215.01
11 004 0631	Tube PEHD Ø 63 PN 16 EP 7.1 mm	ML	288.17	342.92
11 004 0751	Tube PEHD Ø 75 PN 16 EP 8.4 mm	ML	404.81	481.72
11 008 0901	Tube PEHD Ø 90 PN 16 EP 8.2 mm	ML	488.62	581.46
11 008 1101	Tube PEHD Ø 110 PN 16 EP 10.0 mm	ML	721.62	858.73
11 008 1251	Tube PEHD Ø 125 PN 16 EP 11.4 mm	ML	934.26	1111.77
11 008 1601	Tube PEHD Ø 160 PN 16 EP 14.6 mm	ML	1526.93	1817.05
11 008 2001	Tube PEHD Ø 200 PN 16 EP 18.2 mm	ML	2397.85	2853.44
11 008 2501	Tube PEHD Ø 250 PN 16 EP 22.7 mm	ML	3709.88	4414.76
11 008 3151	Tube PEHD Ø 315 PN 16 EP 28.6 mm	ML	5881.51	6997.00
11 008 4001	Tube PEHD Ø 400 PN 16 EP 36.3 mm	ML	9500.91	11306.08
11 008 5001	Tube PEHD Ø 500 PN 16 EP 45.4 mm	ML	14816.89	17632.10
11 008 6301	Tube PEHD Ø 630 PN 16 EP 57.2 mm	ML	22513.76	26791.37

**Annexe II : Liste des prix des tuyaux PEHD PN16 (CHIALI 2021).**

**TUBE PEHD EAU PN20**

Code	Désignation Article	UM	Prix MI HT	Prix MI TTC
11 009 0201	Tube PEHD Ø 20 PN 20 EP 3.0 mm	ML	38.00	45.22
11 009 0251	Tube PEHD Ø 25 PN 20 EP 3.5 mm	ML	60.57	72.08
11 009 0321	Tube PEHD Ø 32 PN 20 EP 4.4 mm	ML	93.71	111.51
11 009 0401	Tube PEHD Ø 40 PN 20 EP 5.5 mm	ML	146.28	174.07
11 009 0501	Tube PEHD Ø 50 PN 20 EP 6.9 mm	ML	226.56	269.61
11009 0631	Tube PEHD Ø 63 PN 20 EP 8.6 mm	ML	361.70	430.42
11 009 0751	Tube PEHD Ø 75 PN 20 EP 10.3 mm	ML	508.54	605.16
11 009 0901	Tube PEHD Ø 90 PN 20 EP 10.1 mm	ML	678.64	807.58
11 009 1101	Tube PEHD Ø 110 PN 20 EP 12.3 mm	ML	1004.91	1195.84
11 009 1251	Tube PEHD Ø 125 PN 20 EP 14.0 mm	ML	1273.74	1515.75
11 009 1601	Tube PEHD Ø 160 PN 20 EP 17.9 mm	ML	2071.43	2465.00
11 009 2001	Tube PEHD Ø 200 PN 20 EP 22.4 mm	ML	3242.24	3858.27
11 009 2501	Tube PEHD Ø 250 PN 20 EP 27.9 mm	ML	5043.49	6001.75
11 009 3151	Tube PEHD Ø 315 PN 20 EP 35.2 mm	ML	7705.89	9170.01
11 009 4001	Tube PEHD Ø 400 PN 20 EP 44.7 mm	ML	12418.48	14777.99
11 009 5001	Tube PEHD Ø 500 PN 20 EP 55.8 mm	ML	19337.24	23011.32
11 009 6301	Tube PEHD Ø 630 PN 20 EP 70.8 mm	ML	30722.26	36559.49

**Annexe III : Liste des prix des tuyaux PEHD PN20 (CHIALI 2021).**

**PUR-PUX**  
**AEP**  
**DN 700 à 1200**

**PAM**  
 SAINT-GOBAIN

17/08/2021

**EPXTE63STD500**

**Tuyau PUR-PUX avec collerette joint STD DN700-1200**



DN	Lu	Classe	e	Ø DE	Ø DI	P	Ø B	Masse	Référence
mm	m								
700	8.660	C25	8.8	738	741.7	192.0	883.0	162.171	88870H70WH
800	8.650	C25	9.8	842	845.8	197.0	974.0	201.525	88880H70WH
900	8.650	C25	10.8	945	948.9	200.0	1082.0	248.259	88890H70WH
1000	8.660	C25	11.8	1048	1052.0	203.0	1191.0	299.884	88C10H70WH
1200	8.190	C25	13.8	1255	1258.0	235.0	1412.5	421.100	88C12H80WH

**Légende :**

- DN : Diamètre nominal
- Lu : Longueur utile, en m
- Classe : Classe de pression selon EN 545 et ISO 2531
- e : épaisseur nominale selon ISO 2531, en mm
- ØDE : diamètre extérieur nominal du fût selon EN 545 et ISO 2531, en mm
- ØDI : diamètre intérieur nominal de l'entrée de l'emboîture, en mm
- P : profondeur nominale de l'emboîture, en mm
- ØB : diamètre extérieur nominal de l'emboîture, en mm
- Masse : masse métrique totale (y compris revêtement polyuréthane et emboîture), déterminée avec les épaisseurs nominales, en kg/m
- Référence : Référence commerciale Saint-Gobain PAM

**Domaine d'emploi :**

- Pour eaux douces ou agressives
- Pour terrains spéciaux (marins, acides, pollution électrique)

**Principales caractéristiques :**

- Gamme de classe de pression conforme aux normes EN 545-2010 et ISO 2531-2009
- Joint Standard en élastomère EPDM de qualité alimentaire (ACS, KTW, WRAS,...)

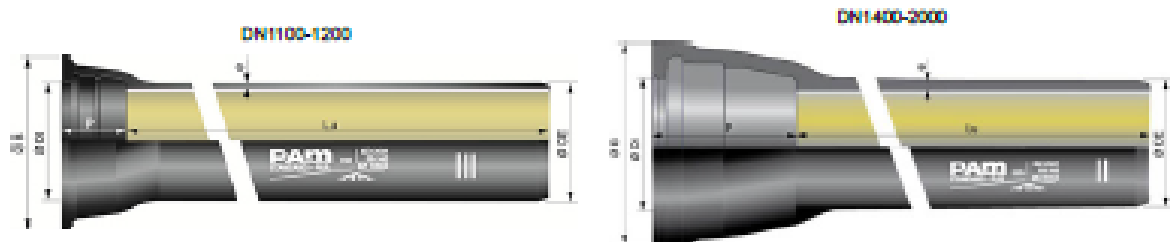
**CLASSIC**  
AEP  
DN 1100 à 2000

**PAM**  
SAINT-GOBAIN

18/08/2021

**ECLTE60STD506**

**Tuyau CLASSIC® PUR joint STD DN1100-2000**



DN	Lu	Classe	e	Ø DE	Ø DI	P	Ø B	Masse métrique	Référence
mm	m		mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	
1100	8.190	C25	12.8	1152	1155.1	225	1300.0	395.372	S8C11H80WA
1200	8.190	C25	13.8	1255	1260.0	235	1412.5	461.319	S8C12H80WA
1400	8.170	C25	15.7	1462	1467.9	245	1502.1	634.333	S8C14H80WA
1500	8.160	C25	16.7	1565	1571.1	265	1700.8	720.310	S8C15H80WA
1600	8.160	C25	17.7	1668	1674.2	265	1815.9	807.525	S8C16H80WA
1800	8.150	C25	19.7	1875	1881.5	275	2032.2	995.055	S8C18H80WA
2000	8.130	C25	21.8	2082	2088.8	290	2259.0	1210.037	S8C20H80WA

**Légende :**

- DN : Diamètre nominal
- Lu : Longueur utile, en m
- Classe : Classe de pression selon EN 545 et ISO 2531
- e : épaisseur nominale selon ISO 2531, en mm
- Ø DE : diamètre extérieur nominal du fût selon EN 545 et ISO 2531, en mm
- Ø DI : diamètre intérieur nominal de l'entrée de l'emboîture, en mm
- P : profondeur nominale de l'emboîture, en mm
- Ø B : diamètre extérieur nominal de l'emboîture, en mm
- Masse : masse métrique totale (y compris revêtement polyuréthane et emboîture), déterminée avec les épaisseurs nominales, en kg/m
- Référence : Référence commerciale Saint-Gobain PAM

**Domaine d'emploi :**

- Pour eaux douces ou agressives

**Principales caractéristiques :**

- Gamme de classe de pression conforme aux normes EN 545-2010 et ISO 2531-2009
- Revêtement extérieur : zinc métallique (200 g/m<sup>2</sup> min) + peinture bitumineuse

<i>Diamètre en (mm)</i>	<i>Classe</i>	<i>Prix de ml HT (DA)</i>	<i>Prix de ml TTC (DA)</i>
60	C40	1996.13	2464.36
80	C40	2772.07	3422.31
100	C40	5412.67	6682.31
125	C40	6347.34	7836.22
150	C40	6912.73	8534.23
200	C40	8361.71	10323.1
250	C40	9349.31	11542.36
300	C40	9992.20	12336.05
350	C40	10952.20	13521.23
400	C40	12077.15	14910.06
450	C40	12945.51	15982.11
500	C40	14486.97	17885.15
600	C25	18493.74	22831.78
700	C25	22499.63	27777.32
800	C25	25695.52	31722.86
900	C25	28891.40	35668.4
1000	C25	32087.29	39613.94
1100	C25	35278.34	43553.5
1200	C25	38473.79	47498.5
1400	C25	44864.69	55388.5
1500	C25	48069.30	59344.82
1600	C25	51610.09	63716.16
1800	C25	58263.85	71930.68
2000	C25	65712.47	81126.5

**Annexe VI :** Tableau des prix des conduites en fonte ductile d'après l'entreprise PAM-SAINT  
GOBAIN