

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Adduction d'eau potable de la ville de Zaafrane (w. Djelfa).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0039-12

APA Citation ( APA توثيق ):

Lassali, Abderrahmane (2012). Adduction d'eau potable de la ville de Zaafrane (w. Djelfa)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable**

**THEME :**

**ADDUCTION D'EAU POTABLE DE LA VILLE  
DE ZAAFRAANE. WILAYA  
DE DJELFA**

**Présenté par :**

**M<sup>r</sup> LASSALI Abderrahmane**

**DEVANT LES MEMBRES DU JURY**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
<b>M<sup>r</sup> B. SALAH</b>	<b>Professeur</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>r</sup> M.S BENHAFID</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>eme</sup> W. MOKRANE</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>r</sup> A. HACHEMI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>r</sup> M. BOUZIANE</b>	<b>M A.B</b>	<b>Examinateur</b>
<b>M<sup>r</sup> Y. DERNOUNI</b>	<b>M A.A</b>	<b>Promoteur</b>

**Septembre 2012**

# *REMERCIEMENTS*

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur M<sup>e</sup> DERNOUNI, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements

Toute gratitude à mes professeurs et enseignants qui m'ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et mes respects aux membres de jury que je ferais l'honneur d'apprécier ce travail.

Je remercie l'ingénieur de la DHW M<sup>e</sup> DJAAFAR pour ses conseils et orientations.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amis de la promotion 2012, pour avoir beaucoup de sollicitudes et de chaleur humaine dont j'ai tant besoin, à savoir : R.AMINE, Y.BILAL, M.HAMZA, A.IMAD EDDINE, M.ABDERAZZAK, L.KOUIDER, et les autres ...

Grands mercis à vous tous.

# DEDICACE

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère MBARKA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son soutien.

À mon père MOSTAFA qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.

À mon frère OKBA et mes sœurs.

À mes chères grands parents et mes oncles et tous les membres de la famille BENNAOUM.

À ma chère tante KELTOUM .

À mes deux chers frères HOCINE et FAROUK .

À mes cousins HMIDA et AISSA.

À tous (tes) mes camarades.

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiée du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : AMINE, KOUIDER, BILAL, HAMZA, HOCINE, FAROUK, K.KHALIL, B.KHALIL et La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

Abdou Lassali 2012 ✍

## ملخص :

الهدف من هذا العمل هو تغطية احتياجات مدينة الزعفران التابعة لولاية الجلفة بالمياه الصالحة للشرب . و الذي يتكون من بئرين يقعان على بعد 50 كيلومتر من المدينة. و يهدف المشروع الى ضخ المياه من البئرين بمعدل 60 لتر في الثانية و تحويلهم عبر أنابيب طولها حوالي 2,22 كيلومتر الى خزان وسيط و يحول هذا الخزان المياه الى خزان المياه الواقع جنوب مدينة الزعفران عبر أنابيب طولها 49,8 كيلومتر بمعدل 52,5 لتر في الثانية الذي يقوم بدوره بتغذية المدينة بالمياه الصالحة للشرب.

## Résumé :

Notre travail consiste à couvrir les besoins en eau de la ville de ZAAFRANE qui appartient à la Wilaya de DJELFA, notre projet est composé de deux forages situés à une distance de 50 Km de ZAAFRANE.

Le but de notre projet est de pomper les eaux des forages avec un débit de 60 l/s au moyen des conduites de longueur égale à 2,22 Km vers un réservoir tampon puis transférer les eaux gravitairement à partir de ce dernier au moyen des conduites de longueur 49.8 km avec un débit de 52,5 l/s vers un château d'eau qui alimente la ville projeté au sud.

## Abstract:

Our desértation is to cover the water needs in the city of ZAAFRANE that belongs to DJELFA.

Our project consists of two boreholes located at a distance of 50 Km from ZAAFRANE. The aim of our study is to pump water from wells with a flow of 60 l / s to a buffer tank and then transfer the water from it through pipes to a length of 49.5 km with a flow 52,5 l/s water tower which is location in the south of the city.

# Sommaire

## Introduction générale.

### Chapitre I

#### Présentation De La Ville

I.1. Situation géographique : .....	1
I.2. Situation topographique : .....	1
I.3. Situation géologique et hydrogéologique : .....	2
I.3.1. Géologie : .....	2
I.3.2. hydrogéologie : .....	3
I.4. Situation climatologique : .....	3
I.4.1. Climat : .....	3
I.4.2. Température : .....	3
I.4.3. Humidité : .....	4
I.4.4. Pluviométrie : .....	4
I.4.5. Les vents : .....	5
I.5. Présentation hydraulique : .....	5
I.6. Conclusion: .....	6

### Chapitre II

#### Estimation Des Besoins En Eau Potable

II -1. Estimation de la population à l'horizon d'étude : .....	7
II.2. Evolution des besoins en eau potable : .....	8
II.2.1. Généralités : .....	8
II. 2.2 Evaluation des besoins en eau potable : .....	9
II 3- Demande en eau : .....	9
II .3.1 La consommation moyenne journalière: .....	9
II -4- Evaluation des besoins en eau : .....	10
II .4. 1 - Besoins domestique : .....	10
II .4. 2 - Besoins scolaires : .....	11
II .4. 3 - Besoins socioculturels : .....	11
II .4. 4 - Besoins sanitaires .....	11
II .4. 5 - Besoins collectives et industriels : .....	12

II.5- Variation de la consommation :	13
II .5.1.Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{\max,h}$ ) :	14
II .5.2.Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{\min,h}$ ) :	15
II .6 Détermination des débits horaires :	16
II .6.1 Débit moyen horaire :	16
II .6.2 Détermination du débit maximum horaire :	16
II .6.3 Détermination du débit minimum horaire :	17
II .7 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :	17
CONCLUSION :	20

## **Capitre III**

### **Adduction En Eau Potable**

Introduction :	21
III.1 Généralité sur l'adduction :	21
III.1.1 définition :	21
III.1.2 Types d'adduction :	21
a) Adduction gravitaire :	22
b) Adduction par refoulement :	22
c) Adduction mixte :	22
III.1.3 Adduction et types d'écoulement :	23
a) Ecoulement à surface libre :	23
b) Ecoulement en charge :	23
III.1.4 Principe du choix du tracé :	23
III.2.Choix du matériau de la conduite :	24
III.3. Etude des variantes :	24
III.3.1. Proposition de variantes :	24
III.3.1. 1.Variante N°1 :	24
III.3.1. 2.Variante N°2 :	25
III.3.2. Analyse et choix de la variante :	27
Etude d' Avant projet :	27
III. 4 : Etude technico-économique de l'adduction :	28
III.4.1. Etude de l'adduction par refoulement :	28
III.4.1.1.méthode de calcul :	28
III.4.1.1.1. Choix de la gamme des diamètres :	28
III.4.1.1.2. : Calcul des pertes de charge :	29
III.4.1.1.3 : Calcul de la hauteur manométrique totale :	30
III.4.1.1.4. Puissance absorbée par la pompe :	30

III.4.1.1.5. Energie consommée par la pompe .....	30
III.4.1.1.6.: Frais d'exploitation .....	31
III.4.1.1.7 . Frais d'amortissement.....	31
III.4.2. coix du cote de radier du réservoir tampon : .....	32
Variante 1: .....	32
a) Forage 1 –réservoir tampon : .....	34
b) tronçon Forage 2 – réservoir tampon: .....	36
III.4.3 : Etude de l’adduction gravitaire : .....	38
III.4.3.1 : Détermination du diamètre avantageux : .....	38
III.4.3.2 : Calcul des diamètres avantageux de l'adduction : .....	39
III.3.3 : Les frais d’investissement .....	40
Variante 2: .....	40
a) Forage 1 –réservoir tampon : .....	41
b) tronçon Forage 2 – réservoir tampon: .....	43
Détermination du diamètre avantageux : .....	45
III.3.3 : Les frais d’investissement .....	45
Comparaison entre les deux variantes: .....	46
III.4. dimensionnement des réservoirs: .....	46
III.4..1 Le réservoir tampon: [5].....	46
Dimensions du réservoir.....	47
III.4..2 Le château d'eau : .....	48
III.4.3.Dimensionnement de château d'eau: .....	48
Conclusion : .....	51

## Chapitre IV

### **Protection De La Conduite Contre La Corrosion**

Introduction .....	52
IV.1 Definition de la corrosion .....	52
a) corrosion sèche.....	52
b) corrosion humide.....	52
IV.2. Classification de la corrosion.....	53
IV.2.1. Aspects morphologique de la corrosion.....	53
IV.2.2. Modes de formation de la corrosion .....	53
a - Dépôt microbien.....	54
b - Libération d'agents chimiques Agressifs .....	54
c - L'activation anodique .....	54
IV.3. Probleme de corrosion .....	55
IV.3.1 La corrosion externe.....	55
IV.3.2 La corrosion interne .....	55

IV.4. Protection contre la basse resectivité des sols .....	56
IV.5. Protection de la conduite a proximité des voies ferrees et des lignes a hautes tenstion en courant continu .....	57
IV.6. Protection contre l'agressivié des fluides vehucules .....	57
Conclusion.....	58

## **Chapitre V**

### **Pose De Canalisation Et Accessoires**

Introduction .....	59
V.1. Pose de canalisation.....	59
V.1.1. Principe de pose de canalisations .....	59
V.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	60
V.1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain .....	60
V.1.4. Pose de canalisation en galerie en cas de traversée de la route .....	61
V.1.5. Traversée d'une chaaba .....	61
V.1.6 Pose en aérien (traversée d'un oued).....	62
V.1.7. Modes de raccordement des tuyaux .....	63
V.2. Accessoires.....	65
V.2.1. Robinets vannes.....	65
V.2.2. Clapets anti retour .....	67
V.2.3. Ventouses .....	68
V.2.4. Vannes de décharge.....	69
V.2.5. Moyens anti-bélier.....	69
V.2.6. By-pass .....	79
V.2.8. Crépines.....	70
V.2.9. Déversoirs de trop plein .....	70
V.2.10. Joints de raccordement .....	70
V.2.11. Organes de mesure .....	72
V.3. Organes de raccordement .....	73
V.3.1. Coudes .....	74
V.3.2. Cônes .....	74
V.3.3. Tés .....	74
V.3.4. Joints de démontage .....	74
Conclusion.....	75

## **Chapitre VI**

### **Organisation De Chantier**

Introduction .....	76
VI.1. Différents travaux à entreprendre .....	76
VI.1.1. Travaux concernant l'adduction.....	76
a) Exécution des tranchées .....	76
b) Construction des regards .....	76
c) Pose du lit de sable .....	76
d) Pose des conduites.....	76
e) Remblayage des tranchées .....	76
f) Nivellement et compactage .....	77
VI.1.2. Travaux concernant les réservoirs.....	77
VI.2. Calcul des volumes des travaux : .....	77
VI.2.1. Calcul des volumes des travaux de l'adduction : .....	77
a) Déblais d'excavation .....	77
b) Lit de sable .....	78
c) Volume de la conduite.....	79
d) Remblais compacté .....	80
VI.2.2. Calcul des volumes des travaux des réservoirs .....	80
a) Calcul du volume des déblais.....	81
b) Calcul du volume du tout venant.....	81
c) Calcul du volume de béton de propreté.....	82
d) Calcul du volume du béton armé.....	82
e) Calcul du volume du remblai compacté.....	84
f) Calcul du volume de la maçonnerie .....	85
VI.3. Calcul des coûts des travaux .....	86
VI.4. Planification des travaux .....	87
a) Adduction.....	87
b) Réservoirs.....	88
VI.4.1. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) .....	89
VI.5. Engins.....	92
VI.5.1. Pelle hydraulique.....	92
VI.5.2. Dozer .....	93
VI.5.3. Chargeur.....	94
VI.5.4. Compacteur (vibrateur de sol).....	95
Conclusion.....	95

## **Conclusion générale.**

## **Bibliographie**

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre I

### Présentation De La Ville

Tableau I-1: Tableau de la température mensuelle maximal et minimal de la ville de Zaafrane. ...	3
Tableau I-2 : la précipitation mensuelle de la commune de Zaafrane et ses environs .....	4
Tableau I.3 : Caractéristiques des forages .....	6

## Chapitre II

### Estimation Des Besoins En Eau Potable

Tableau (II .1) : Evolution de la population à différents horizons.....	7
Tableau II .2: les besoins domestiques à différente horizons .....	10
Tableau II .3: les besoins scolaires .....	11
Tableau II .4: les besoins socioculturels .....	11
Tableau II .5: les besoins sanitaires .....	11
Tableau II .5: les besoins collectives .....	12
Tableau (II .7) : Récapitulatif de la consommation moyenne journalière. ....	12
Tableau (II .8) : calcul de la consommation maximale et minimale journalière .....	14
Tableau (II .9) : $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	15
Tableau (II .10) : $\beta_{\min}$ en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau (II .11) : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :.....	18
Tableau (II .12) : variation des débits horaires de la ville de ZAAFRANE.....	19

## Chapitre III

### Adduction En Eau Potable

Tableau III.1: comparaison entre les deux variantes. ....	27
Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie.....	31
Tableau III.3: Calcul de la HMT du tronçon forage 1 – réservoir tampon.....	34
Tableau III.4 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon forage 1 – réservoir tampon. ...	34

Tableau III.5 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon forage 1 – réservoir tampon. ....	35
Tableau III.6 : Bilan du tronçon forage 1 – réservoir tampon. ....	35
Tableau III.7 : Calcul de la HMT du tronçon F2- réservoir tampon.....	36
Tableau III.8 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon F2- réservoir tampon.....	36
Tableau III. 9 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon F2- réservoir tampon. ....	37
Tableau III.10 : Bilan du tronçon F2- réservoir tampon. ....	37
Tableau III.11 : Coefficients $K'$ , $m$ , $\beta$ pour différents types du tuyau. ....	39
Tableau III.12 : Diamètre avantageux calculé pour l'adduction. ....	40
Tableau III.13 : Frais d'investissement des conduites gravitaires. ....	40
Tableau III.14: Calcul de la HMT du tronçon forage 1 – réservoir tampon. ....	41
Tableau III.15 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon forage 1 – réservoir tampon. ....	41
Tableau III.16 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon forage 1 – réservoir tampon. ....	42
Tableau III.17 : Bilan du tronçon forage 1 – réservoir tampon. ....	42
Tableau III.18 : Calcul de la HMT du tronçon F2- réservoir tampon.....	43
Tableau III.19 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon F2- réservoir tampon.....	43
Tableau III. 20 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon F2- réservoir tampon.....	44
Tableau III.21 : Bilan du tronçon F2- réservoir tampon. ....	44
Tableau III.22 : Diamètre avantageux calculé pour l'adduction. ....	45
Tableau III.23: Frais d'investissement des conduites gravitaires. ....	45
Tableau III.24:Détermination de la capacité du château d'eau ....	50
Tableau III.25: diamètres calculés, les $Q$ , les $V$ et les couts calculés pour l'adduction .....	51

## **Chapitre VI**

### **Organisation De Chantier**

Tableau VI.1: Calcul du volume des déblais .....	78
Tableau VI.2: Calcul du volume du lit de sable .....	79
Tableau VI.3: Calcul du volume de la conduite .....	79
Tableau VI.4 : Volumes des travaux de l'adduction .....	80
Tableau VI.5 : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 300 m <sup>3</sup> .....	83
Tableau VI.6 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre .....	84
Tableau VI.7 : Volumes de travaux du réservoir 300 m <sup>3</sup> .....	85
Tableau VI.8: Coût des travaux de l'adduction .....	86
Tableau VI.9: Coût des travaux du réservoir tampon .....	86

Tableau VI.10 : Bilan des coûts total..... 87  
Tableau VI.11 : temps de réalisation des opérations de l'adduction ..... 88  
Tableau VI.12: temps de réalisation des opérations du réservoir. .... 89  
Tableau VI.13 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.....89

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I

### Présentation De La Ville

Figure I.1: Situation de la ville de ZAAFRANE .....	1
Figure I.2 : variation de la précipitation mensuelle de la ville de ZAAFRANE et ses environs ..	5

## Chapitre II

### Estimation Des Besoins En Eau Potable

Figure II.1 : Variation de la population au cours des années .....	8
Figure II.2 : Variation du débit journalier .....	14
Figure II.3: variation de la consommation au cours de la journée .....	20

## Chapitre III

### Adduction En Eau Potable

Figure III.1: schéma d'une adduction gravitaire.....	22
Figure III.2: schéma d'une adduction par refoulement.....	22
Figure III.3: schéma d'une adduction mixte .....	23
figure III.4 : Schéma descriptif des deux variantes .....	26
Figure III.5: schéma descriptif de l'adduction.....	28
Figure III.6: schéma descriptif de la partie d'adduction par refoulement.....	33
Figure III.7: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (forage 1 – réservoir tampon) ....	35
Figure III.8: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon F2- réservoir tampon)..	37
Figure III.9: schéma descriptif de la partie gravitaire. ....	38
Figure III.10 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon F1- réservoir tampon).....	41

## Chapitre V

### Pose De Canalisation Et Accessoires

Figure V.1: Pose de conduite au bord de la route.....	60
<b>Figure V.2:</b> Pose de canalisation en galerie .....	<b>61</b>
Figure V.3: traversée d'une chaaba .....	62
Figure V.4 : conduite posée sur des supports en béton .....	62
Figure V.5 : assemblage par emboitement .....	64
Figure V.6 : types d'assemblages .....	65
Figure V.7: Robinets vanne à opercule .....	66
Figure V.8 : Robinets vanne papillon .....	66
Figure V.9: Clapet à double battant .....	67
Figure V.10: Clapet à disk.....	67
Figure V.11: Clapet à bille .....	67
Figure V.12 : Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson) .....	68
Figure V.13: Vue d'ensemble des différents types de joints. ....	71
Figure V.14: Déviation angulaire.....	72
Figure V.15 : Débitmètres déprimogènes .....	72
Figure V.16 : manomètre de (0-600) bar. ....	73
Figure V.17 : conduite avec raccords.....	75

## Chapitre VI

### Organisation De Chantier

Figure VI.1 : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.....	77
Figure VI.2: Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction et le réservoir .....	91
Figure VI.3 : Pelle hydraulique .....	93
Figure VI.4 : Bulldozer .....	94



# LISTE DES PLANCHES

**Planche N° 1 :**

Plan de masse de la ville de ZAAFRANE.

**Planche N° 2 :**

Plan topographique des variantes de l'adduction gravitaire.

**Planche N° 3 :**

Plan topographique de refoulement d'eau vers le réservoir tampon.

**Planche N° 4 :**

Profil en long de l'adduction tronçon ( réservoir tampon – château d'eau ) "tronçon 1".

**Planche N° 5 :**

Profil en long de l'adduction tronçon ( réservoir tampon – château d'eau ) "tronçon 2".

**Planche N° 6 :**

Profil en long de l'adduction tronçon ( forage 1 – point de jonction).

**Planche N° 7 :**

Profil en long de l'adduction tronçon ( forage 2 – point de jonction).

**Planche N° 8 :**

Profil en long de l'adduction tronçon (point de jonction – réservoir tampon).

# Introduction générale

**“ L’eau, c’est la vie ” .**

L’importance de l’eau pour la vie est comme composant de l’écosystème Mondial n’est plus à démontrer. Cette ressource qui répond aux besoins Fondamentaux de l’homme est Un élément-clé du développement, en Particulier pour générer et entretenir la prospérité Par le biais de l’agriculture, De la pêche, de la production d’énergie, de l’industrie, des Transports et du Tourisme. En outre, l’eau est vitale pour tous les écosystèmes du monde.

L’eau est essentielle pour la vie. Les gens, les animaux et les plantes ont tous besoin d’eau pour vivre et grandir. Mais dans de nombreuses parties du monde, les gens n’ont pas assez d’eau pour rester en bonne santé. Beaucoup doivent se déplacer sur de longues distances pour se procurer de l’eau. Et souvent, l’eau disponible est insalubre pour la boisson.

Si les gens n’ont pas assez d’eau pour leurs besoins quotidiens, ils risquent de Souffrir de privations et de maladies graves. Et si l’eau disponible n’est pas Salubre parce qu’elle est contaminée par des microbes, des vers ou des Produits chimiques cela peut causer de nombreuses maladies.

Et pour ces raisons et pour faire face aux différents besoins en eau potable, Et la consommation qui ne cesse de croître dans l’ensemble de la wilaya de DJELFA et dans certaines régions et surtout la commune de ZAAFRANE , nous allons procéder à une étude d’alimentation en eau potable cette ville a partir de deux forages pour diminuer un peu de sa souffrance d’une grave discontinuité concernant l’alimentation en eau potable .

# CHAPITRE I

Présentation De La Ville

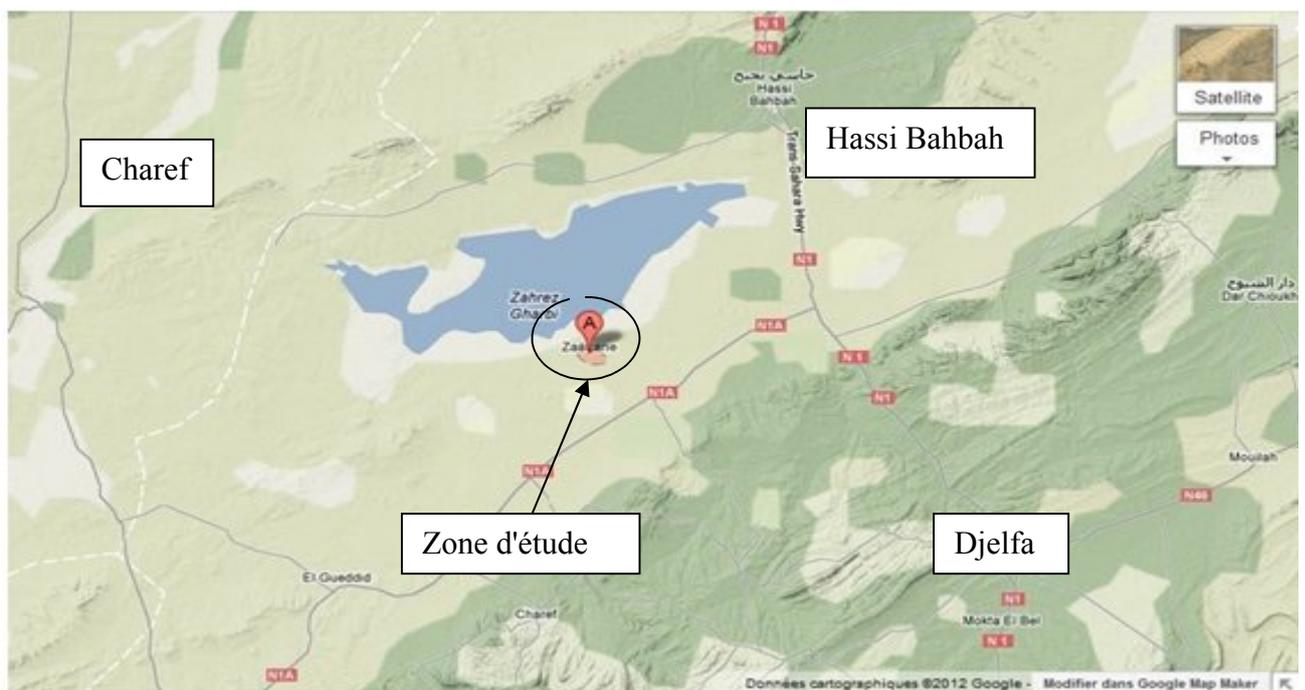
## Chapitre I : Présentation De La Ville

### I.1. Situation géographique : [1]

La ville de ZAAFRANE est une commune appartenant à la Daïra de Hassi Bahbah, elle se trouve à 57 Km au nord ouest de de la Wilaya de DJELFA .

Elle est limitée au Nord par la Wilaya de TIARET et la commune de GUERNINI , au sud par la commune de BENYAAKOUB et AIN ELBEL , à l'ouest par les communes GUEDDID et CHAREF et à l'Est par HASSI BEHBEH et AIN MAABED.

La ville s'étend sur une superficie de 121400 ha.



**Figure I.1:** Situation de la ville de ZAAFRANE

### I.2. Situation topographique :

La majeure partie du territoire de la commune est caractérisée par l'ouverture à l'Alzahrz largeur, plaines et plateaux avec une pente ne dépassant pas 03 % et couvre environ 78 130 hectares avec un taux de 64,36 %

Sur l'ensemble du territoire de la municipalité, les plaines 25,95 % et les montagnes 8,54 % avec des pentes varient de ( 3 à 12 ) % occupent le reste du territoire de la municipalité.

L'altitude moyenne de la commune est de 880m et devient plus élevée dans les bordures

### **Population** : [3]

D'après les informations recueillies auprès de l'*PDAU* ( *plan d'aménagement urbain* ) , la ville de ZAAFRANE compte environ 6000 habitants.

### **I.3.Situation géologique et hydrogéologique** :

#### **I.3.1. Géologie** :

La géologie est une donnée fondamentale car elle permet de caractériser le substratum du site de l'assiette de la future station d'épuration.

La région de HASSI BAHBAH est une vaste cuvette orientée Sud-Ouest/Nord-Est. Dans cette zone sont répondues les formations du crétacé et du plioquaternaire. Au Nord de HASSI BAHBAH, le crétacé inférieur comprend les grès Barrémien, calcaire et marne de l'Aptien ; grès, marnes et calcaires de l'Albien. Il faut noter que dans cette zone, il y a un affleurement de l'Albien. Autour de HASSI BAHBAH le crétacé est représenté par le cénomanien et le turonien. Au Sud de HASSI BAHBAH, il y a une couverture du plioquaternaire sur le crétacé

#### ❖ ***Stratigraphie*** [2]

**Alluvions actuelles** : les alluvions actuelles sont représentés par des lacs, marécages, dayas, chotts, sebkhas, limons et croutes gypso-salines.

#### **Dunes récentes** :

**Quaternaire continental** : le Quaternaire continental correspond aux dépôts de comblement des vallées et des terrasses d'Oueds formant des plaines plus au moins étendues. Ces dépôts sont représentés par des alluvions, des regs et des terrasses.

**Pontien** : localement équivalent du mc (Miocène continental antépontien).

#### **Crétacé supérieur marin** :

**Turonien** : se compose en majeure partie de calcaire gris, de marnes jaunâtres et de calcaires dolomitiques fissurés.

**Cénomanien** : le cénomanien et surtout marneux et marnes calcaires, avec la présence d'un banc de gypse.

**Crétacé inférieur** (Vraconien à Berriasier) subdivisé en :

- Faciès marins normaux
- Faciès récifaux ou subrécifaux

### **I.3.2. hydrogéologie :**

Les principales ressources en eau de la wilaya sont d'origine souterraine. Elles sont contenues dans deux types d'aquifères ; les nappes phréatiques superficielles d'Inféro-flux, et la nappe profonde captive du Continental Intercalaire dite albienne.

- **Les nappes phréatiques :**

Elles sont abritées dans les alluvions des vallées des oueds de la région. L'alimentation et le comportement hydrogéologique sont étroitement liés à la pluviométrie. La profondeur du niveau d'eau varie entre 10 et 30m.

Ces nappes sont captées par des centaines de puits traditionnels, et destinées essentiellement, pour irriguer les palmeraies des vallées.

### **I.4. Situation climatologique :** [3]

#### **I.4.1. Climat :**

La ville de Zaafran et toute la région de Hassi Bahbah est caractérisée par un climat aride.

#### **I.4.2. Température :**

Le tableau ci-dessous représente la température mensuelle maximal et minimal de la ville de Zaafrane et ses environs

**Tableau I-1:**Tableau de la température mensuelle maximal et minimal de la ville de Zaafrane.

	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Join	Jui	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Max	9.3	11	14.3	18.7	23.4	25.7	33.5	32.9	27.5	20.1	13.8	9.8
Min	- 1	- 0	2.1	4.1	7.8	12.1	15.1	15	12	7.2	3.5	- 0

Source : ANRH de Djelfa

L'écart de la température de l'été et celle de l'hiver est très élevé. Janvier représente le mois le plus froid de 4,7°C en moyenne. Quelquefois, elles peuvent chuter jusqu'à - 1°C, ce qui génère de la neige, par contre juillet est le mois le plus chaud, la chaleur peut atteindre jusqu'à 34°C .

### **I.4.3.Humidité :**

En hiver les valeurs d'humidité relative moyenne sont de l'ordre de 60% Les taux minimaux sont compris entre 41% et 50%, les taux maximaux peuvent atteindre 87% voire 88%. Les hivers les plus secs sont caractérisés par des valeurs d'humidité relative n'excédant pas les 25% et 31%. Mais en été, il est relativement faible; il varie entre 23% et 27%. Durant certaines périodes de sécheresse, il peut atteindre des taux minimaux compris entre 11 et 13 %.

### **I.4.4.Pluviométrie :**

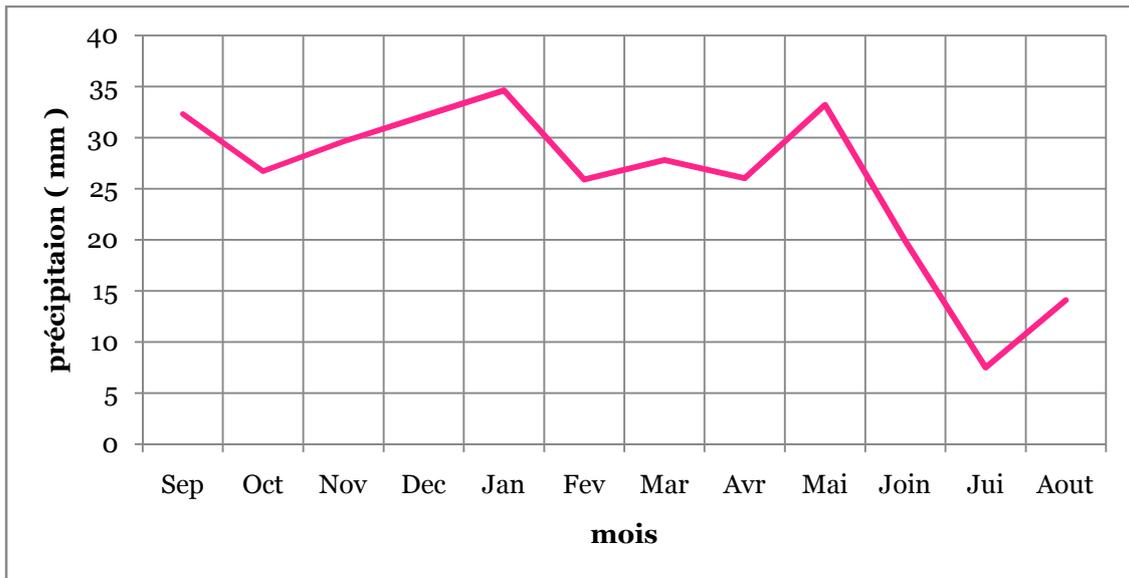
Le tableau ci-dessous montre que la précipitation mensuelle de la zone de Zaafrane ne dépasse pas 34 mm .

Durant la Période des pluies ,la plus faible valeur enregistrée au cours du mois de Juillet est 7,5 mm la plus grande valeur enregistrée au cours du mois de Janvier est 34,6 mm.

**Tableau I-2** : la précipitation mensuelle de la commune de Zaafrane et ses environs

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Join	Jui	Aout
P(mm)	32.3	26.7	29.6	32.1	34.6	25.9	27.8	26	33.2	19.9	7.5	14.1

Source. ANRH W.Djelfa



**Figure I.2** : variation de la précipitation mensuelle de la ville de ZAAFRAANE et ses environs

### **I.4.5. Les vents :**

Caractérisé par la gravité et la fréquence ils viennent principalement de l'ouest et le nord-ouest, il est généralement livrés en standard avec du sable Provoquant le phénomène de l'érosion.

L'évaporation du vent active et contribuent généralement à l'assemblée sous la forme des dunes de sable.

### **I.5. Présentation hydraulique :** [1]

La consommation d'eau des habitants de la ville est assurée par un réservoir qui se trouve au nord de la ville d'une capacité de 1500 m<sup>3</sup> et un château d'eau d'une capacité de stockage de 1500 m<sup>3</sup> situé au sud de la ville.

Les ressources :

La ville de Zaafrane est alimentée par deux forages [F1] et forage [F2].

Les caractéristiques de ces forages sont représentées dans le tableau suivant :

**Tableau I.3 :** Caractéristiques des forages

Désignation	Forage N°1	Forage N°2
Debit D'exploitation [l/s]	40	20
Niveau statique [m]	58	60
Niveau dynamique (m)	85	125
Profondeur [m]	228	200

Source : ANRH de Djelfa

### **I.6.Conclusion:**

Après avoir présenté la ville (géographie, topographie, géologie.....); on a constaté que la ville de Zaafran et toute la région de Hassi Bahbah est caractérisée par un climat aride . Tant que les principales ressources en eau de la wilaya sont d'origine souterraine donc il faut protéger les nappes contre le rabatement en diminuant le temps de pompage le plus maximum possible.

## CHAPITRE II

### Estimation Des Besoins En Eau Potable

## Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau Potable.

### II -1.Estimation de la population à l'horizon d'étude :

Pour estimer la population on utilise la formule suivante :

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

Avec :

$P_n$  : Est la population à l'horizon 2032

$P_0$  : Population actuelle

$\tau$  : Taux d'accroissement de la population en ( % )

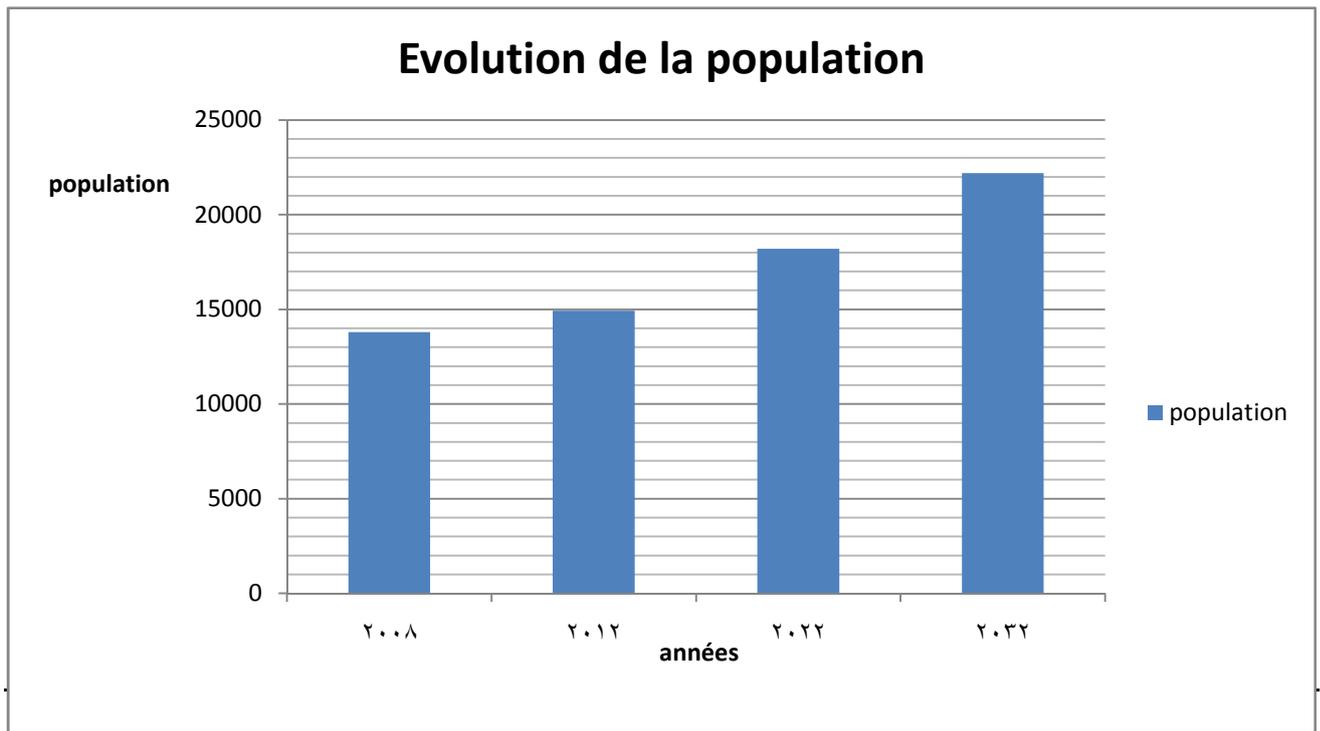
$n$  : Nombre d'années séparant les deux horizons

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population du chef lieu de commune de ZAAFRANE s'élève à  $P= 13800$  habitants (d'après les données recueillies au niveau de l'APC).

Alors l'évolution de de la population sera comme suite :

**Tableau (II .1)** : Evolution de la population à différents horizons.

Années	Taux d'accroissement	Population
2008	–	13800
2012	2.0	14937
2022	2.0	18209
2032	2.0	22196



A l'horizon 2032, le nombre d'habitants des localités concernées par le projet sera de **22196 habitants**.

## II.2. Evolution des besoins en eau potable

### II.2.1. Généralités : [5]

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

- **Besoins domestiques:**

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

- **Besoins publics:**

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

## Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau Potable

---

- **Besoins industriels et agricoles :**

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

- **Besoins scolaires :** On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

- **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

- **Besoins d'incendie :**

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

- **Besoins des ZET (Zone d'Extension Touristique)**

On entend par les besoins des ZET, les quantités d'eau demandées par les zones d'extension touristique

### II. 2.2 Evaluation des besoins en eau potable :

La consommation moyenne journalière pour les petites agglomérations (zone rurale) la dotation varie de **60 à 100 l/j/hab** et de **100 à 200 l/j/hab** pour les grandes agglomérations (zone urbaine).

Dans notre cas on prend la dotation égale a **90 l/j/hab** parceque notre zone est rurale.

### II 3- Demande en eau :

La demande en eau varie de plus en plus au cours de la journée et peut atteindre une valeur supérieure au double voir triple de la moyenne journalière , , cette variation n'a aucun effet sur les besoins évaluer en volume, bien qu'elle doive dicter les paramètres de dimensionnement des conduites du réseau de distribution et des ouvrages de stockage.

#### II .3.1 La consommation moyenne journalière:

La consommation moyenne journalière est obtenue par la formule :

$$Q_{moy.j} = \frac{q_i N_i}{1000} \quad (m^3 / j) \quad (II - 2)$$

## Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau Potable

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

$q_i$  : Dotation journalière ( $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ ).

$N_i$  : Nombre de consommateurs. (hab).

### **II -4- Evaluation des besoins en eau :**

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes, elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers. Pour un réseau ancien elles peuvent atteindre jusqu'à 30% environ du débit total, ces fuites dépendent de l'état du réseau. Elles sont évaluées principalement par une mesure nocturne du débit (c à d là où les robinets sont fermes). Actuellement en Algérie les fuites sont estimées à 10 % de la consommation moyenne journalière, les tableaux suivants représentent les besoins pour différents équipements :

Toutes ces données nous ont été communiquées par l'Assemblée Populaire Communale de ZAAFRANE.

#### **II .4. 1 - Besoins domestique :**

**Tableau II .2:** les besoins domestiques à différents horizons

Horizon	Population (hab)	Dotation ( $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ )	Besoins ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Majoration Fuites 10 % ( $\text{m}^3/\text{j}$ )	Besoins Totaux ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
2009	13800	90	1242	124.2	1366.2
2012	14937		1344.33	134.433	1478.763
2022	18209		1638.81	163.881	1802.691
2032	22196		1997.64	199.764	2197.404

## Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau Potable

### **II .4. 2 - Besoins scolaires :**

Les besoins scolaires le la ville de ZAAFRANE sont portés dans le tableau suivant :

**Tableau II .3:** les besoins scolaires

Type d'équipement	Nombre d'élève	Dotation (l/j/élève)	Régime	Débit (m <sup>3</sup> /j)
05 Primaires	1500	5	externat	7.5
01 CEM	500			2.5
01 Lycées	480			2,4
total				12,4

### **II .4. 3 - Besoins socioculturels :**

Les besoins socioculturels le la ville de ZAAFRANE sont portés dans le tableau suivant :

**Tableau II .4:** les besoins socioculturels

Equipements	Effectifs (personnes.)	Dotation (l/j/personne)	Qmoyj (m3/j)
1 Maison de jeune	400	19	7,6
Complexe sportif	500	19	9,5
Mosquées	700	10	7
01 Stade	40	60	2,4
total			26.5

### **II .4. 4 - Besoins sanitaires**

Les besoins sanitaires le la ville de ZAAFRANE sont portés dans le tableau suivant :

**Tableau II .5:** les besoins sanitaires

Equipements	Effectifs (personnes)	Dotation (l/j/personne)	Q <sub>moyj</sub> (m3/j)
1 polyclinique	100	90	9

## Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau Potable

### II .4. 5 - Besoins collectives et industriels :

Les besoins collectives le la ville de ZAAFRANE sont portés dans le tableau suivant :

**Tableau II .6:** les besoins collectives

Equipements	Effectifs (unités)	Dotation l/unité	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Abattoir	50 têtes	500	25
3 hangars	2000	4	8
Total			33

**Tableau (II .7) :** Récapitulatif de la consommation moyenne journalière.

Besoins Domestiques (m <sup>3</sup> /j)	Besoins scolaires (m <sup>3</sup> /j)	Besoins Socioculturels (m <sup>3</sup> /j)	Besoins Sanitaires (m <sup>3</sup> /j)	Total (m <sup>3</sup> /j)
2197.404	12,4	26.5	9	2245.3

### II.5- Variation de la consommation :

#### a)Variation de la consommation journalière:

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale; de même il existe une journée où elle est minimale.

➤ Consommation maximale journalière:

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale

## Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau Potable

---

dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté  $K_{max,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{max,j}$  : Consommation maximale journalière ( $m^3/j$ );

$K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{max,j} = (1,1-1,3)$ .

On prend:  $K_{max,j} = 1,3$ ;

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ).

➤ Consommation minimale journalière:

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté  $K_{min,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire:

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

$Q_{min,j}$  : Consommation minimale journalière ( $m^3/j$ );

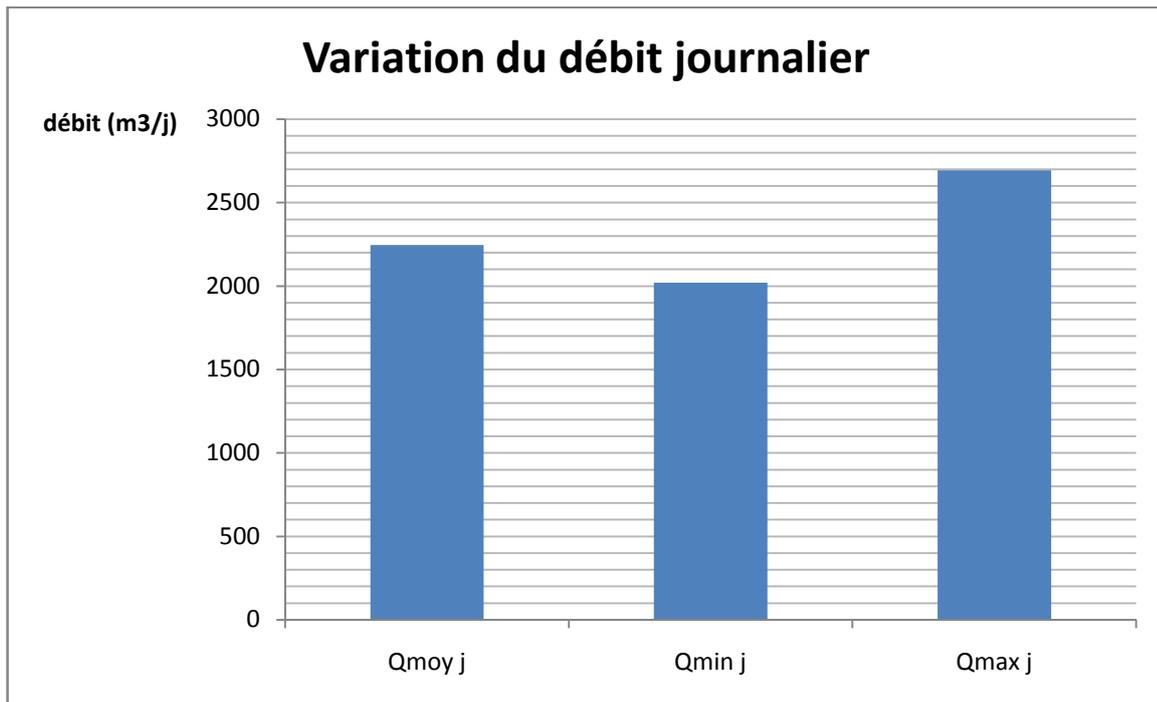
$K_{min,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière minimum,  $K_{min,j} = (0,7-0,9)$ .

On prend:  $K_{min,j} = 0,9$ ;

$Q_{moy,j}$  : Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ ).

**Tableau (II .8) :** calcul de la consommation maximale et minimale journalière

Ville	Q <sub>moy,j</sub> (m3/j)	K <sub>min,j</sub>	Q <sub>min,j</sub> (m3/j)	K <sub>max,j</sub>	Q <sub>max,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
ZAAFRANE	2245.3	0,9	2020.77	1,2	2694.36



**Figure II.2 :** Variation du débit journalier

### II .5.1.Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max,h}$ ) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :  $\alpha_{max}$  et  $\beta_{max}$  ; tel que :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad (II - 5)$$

Avec :

$\alpha_{max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1,5$ .

$\beta_{max}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (II .9) donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

## Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau Potable

**Tableau (II .9) :**  $\beta_{\max}$  en fonction du nombre d'habitants

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 21 763 hab, donc  $\beta_{\max} = 1,19$ , d'où la valeur de

$K_{\max,h}$  sera :

$$K_{\max,h} = 1,5 \cdot 1,19 = 1,785$$

$$K_{\max,h} = \mathbf{1,79}$$

### II .5.2.Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{\min,h}$ ) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (\text{II - 6})$$

Avec :

- $\alpha_{\min}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0,4$ .
- $\beta_{\min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (II .10) donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau (II .10) :**  $\beta_{\min}$  en fonction du nombre d'habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$B_{\min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend  $\beta_{\min} = 0,51$ ; d'où la valeur de  $K_{\min,h}$  sera :

$$K_{\min,h} = 0,4 \cdot 0,51 = 0,204.$$

$$K_{\min,h} = \mathbf{0,2}$$

### II .6 Détermination des débits horaires :

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

#### II .6.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (m^3 / h) \quad (II - 7)$$

Avec : -  $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire en  $m^3/h$  ;

-  $Q_{max,j}$  : débit maximum journalier en  $m^3/j$  ;

Donc :  $Q_{moy,h} = 2694.36/24 = 112.26 m^3/h$  .

$$Q_{moy,h} = 112.26 m^3/h$$

#### II .6.2 Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h} \quad (II - 8)$$

Avec : -  $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire en  $m^3/h$  ;

-  $K_{max,h}$  : coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

on a donc :

$$Q_{max,h} = 1,79 \cdot 112.26 = 338.7 m^3/h$$

$$Q_{max,h} = 200.95 m^3/h$$

#### II .6.3 Détermination du débit minimum horaire :

Elle correspond à l'heure la moins chargée des 24h, ce e consommation s'observe pendant les heures creuses. Elle est calculée comme suit :

$$Q_{min,h} = K_{min,h} \cdot Q_{moy,h} \quad (II - 9)$$

Avec : -  $Q_{moy,h}$  : débit moyen horaire en  $m^3/h$  ;

-  $K_{min,h}$  : coefficient d'irrégularité minimal horaire ;

on a donc :

$$Q_{\min,h} = 0,2 \cdot 122,26 = 24,45 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$\mathbf{Q_{\min,h} = 24,45\text{m}^3/\text{h}}$$

### **II .7 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants : [5]**

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

## Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau Potable

**Tableau (II .11)** : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures	Nombre d'habitants				Aggl.de type rural
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	>100000	
<b>0-1</b>	01	1.5	03	3.35	0.75
<b>1-2</b>	01	1.5	3.2	3.25	0.75
<b>2-3</b>	01	1.5	2.5	3.3	01
<b>3-4</b>	01	1.5	2.6	3.2	01
<b>4-5</b>	02	2.5	3.5	3.25	03
<b>5-6</b>	03	3.5	4.1	3.4	5.5
<b>6-7</b>	05	4.5	4.5	3.85	5.5
<b>7-8</b>	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
<b>8-9</b>	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
<b>9-10</b>	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
<b>10-11</b>	4.5	6.25	4.8	4.85	06
<b>11-12</b>	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
<b>12-13</b>	07	05	4.4	4.6	8.5
<b>13-14</b>	07	05	4.1	4.55	06
<b>14-15</b>	5.5	5.5	4.2	4.75	05
<b>15-16</b>	4.5	06	4.4	4.7	05
<b>16-17</b>	05	06	4.3	4.65	3.5
<b>17-18</b>	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
<b>18-19</b>	6.5	05	4.5	4.4	06
<b>19-20</b>	5.0	4.5	4.5	4.3	06
<b>20-21</b>	4.5	04	4.5	4.3	06
<b>21-22</b>	03	03	4.8	3.75	03
<b>22-23</b>	02	02	4.6	3.75	02
<b>23-24</b>	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

**Remarque :**

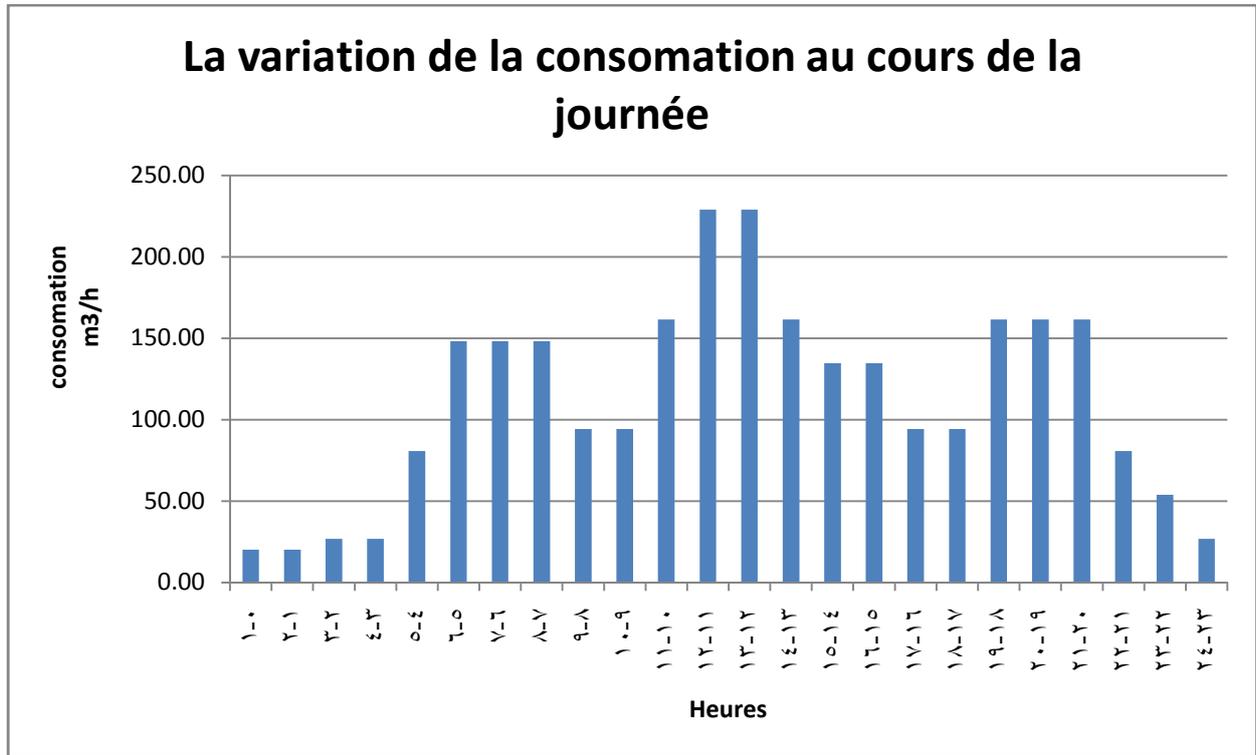
Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

## Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau Potable

Pour notre cas on choisie agglomeration de type rural, dont la répartition est indiquée dans le tableau suivant :

**Tableau (II .12)** : variation des débits horaires de la ville de ZAAFRANE

Heures	Consommation total Q max .j=2694.36 m <sup>3</sup> /j		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
0-1	0.75	20.21	0.75	20.21
1-2	0.75	20.21	1.5	40.42
2-3	1	26.94	2.5	67.36
3-4	1	26.94	3.5	94.30
4-5	3	80.83	6.5	175.13
5-6	5.5	148.19	12	323.32
6-7	5.5	148.19	17.5	471.51
7-8	5.5	148.19	23	619.70
8-9	3.5	94.30	26.5	714.01
9-10	3.5	94.30	30	808.31
10-11	6	161.66	36	969.97
11-12	8.5	229.02	44.5	1198.99
12-13	8.5	229.02	53	1428.01
13-14	6	161.66	59	1589.67
14-15	5	134.72	64	1724.39
15-16	5	134.72	69	1859.11
16-17	3.5	94.30	72.5	1953.41
17-18	3.5	94.30	76	2047.71
18-19	6	161.66	82	2209.38
19-20	6	161.66	88	2371.04
20-21	6	161.66	94	2532.70
21-22	3	80.83	97	2613.53
22-23	2	53.89	99	2667.42
23-24	1	26.94	100	2694.36
total	100			20.21



**figure II.3:** variation de la consommation au cours de la journée

### CONCLUSION :

En comparant le débit maximum journalier caractérisant la consommation aux débits disponibles (débit des 2 forages)

On remarque que :

$$Q_{\text{ressource}} = 5184 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{max,j}} = 2694.36 \text{ m}^3/\text{j}$$

On peut constater que les ressources existantes peuvent satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville.

## CHAPITRE III

### Adduction En Eau Potable

### CHAPITRE III: ADDUCTION EN EAU POTABLE .

#### **Introduction :**

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation, dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances Considérables. Du point de vue technique, on est conduit à séparer les ouvrages d'adduction et ceux de distribution.

#### **III.1 Généralité sur l'adduction :**

##### **III.1.1 définition**

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux Points :

- entre la source et la station de traitement ;
  - entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution ;
  - entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.
- Il n'y a pas de distribution en route en dehors de prélèvements ponctuels pour d'autres localités ou de gros consommateurs (hôpitaux, industries) qui ont une certaine priorité d'alimentation, compte tenu de la nature des usages qui ne doivent pas souffrir d'interruption de la fourniture d'eau. Les conduites d'adduction doivent être posées et exploitées avec beaucoup de soins en raison de la sensibilité de leur rôle dans le système d'approvisionnement en eau potable. La longueur d'une conduite d'adduction peut varier de quelques kilomètres à plusieurs centaines de kilomètres (le transfert d'Ain Salah-Tamanrasset à plus de 500 km de longueur).

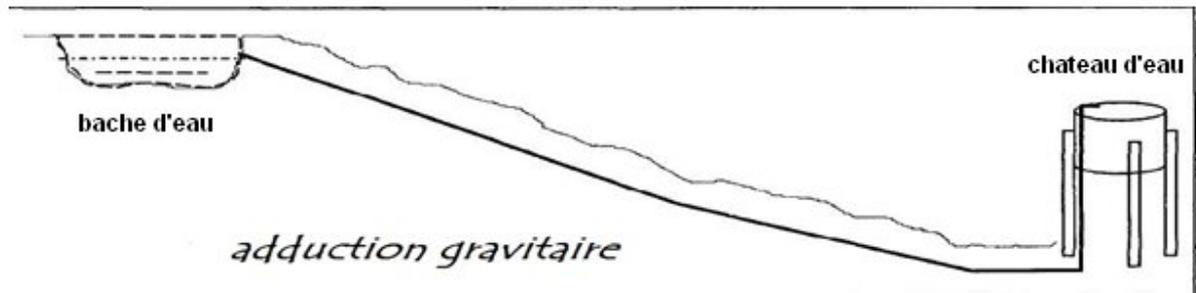
##### **III.1.2 Types d'adduction**

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

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

### a) Adduction gravitaire :

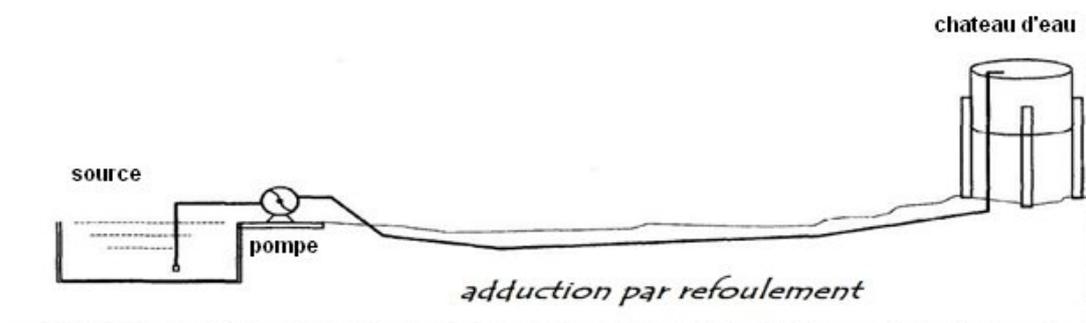
C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.



**Figure III.1:** schéma d'une adduction gravitaire

### b) Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.



**Figure III.2:** schéma d'une adduction par refoulement

### c) Adduction mixte :

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

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction gravitaire et autres tronçon par refoulement.



**Figure III.3:** schéma d'une adduction mixte

### **III.1.3 Adduction et types d'écoulement**

On distingue deux types d'écoulement :

#### **a) Écoulement à surface libre :**

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

#### **b) Écoulement en charge :**

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

### **III.1.4 Principe du choix du tracé :**

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont:

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Conditions d'accès aisées (travaux, entretien, surveillance).

Dans notre cas, l'adduction est faite suivant une route secondaire puis la route RN 03 et RN 43.

### **III.2.Choix du matériau de la conduite :**

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue: les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en matière thermoplastique (PEHD, PVC) et les tuyaux en béton.

Dans notre cas, on opte pour des conduites en **fonte** vu les avantages qu'elles présentent :

- Résistance aux pressions élevées ;
- Très rigides et solides ;
- La fonte permet de supporter des pressions de service atteignant 50 bar pour les tuyaux ne dépassant pas 600mm de diamètre, et 40 bar pour les tuyaux de diamètre supérieur ;
- Bonne résistance aux forces intérieures.

### **III.3. Etude des variantes :**

L'étude des variantes a pour objet le choix du tracé le plus économique possible de la conduite ainsi que le choix de l'emplacement adéquat de(s) station(s) de pompage.

La zone d'étude s'étale de la source qui sont les deux forages  $F_1$  et  $F_2$  ayant la même cote de terrain naturel 1061 m et qui sont reliés avec un réservoir intermédiaire vers la ville de ZAAFRANE en passant par l'un des deux chemins représentés dans le figure III.4 .

Vu la configuration générale de la zone d'étude, l'adduction comportera une partie refoulement par des pompes immergés dans les deux forages qui refoulent vers le réservoir intermédiaire et une partie gravitaire partant de ce réservoir en passant par l'un de ses deux chemins à étudier en arrivant au château de distribution qui est projetée au sud la ville .

#### **III.3.1. Proposition de variantes :**

##### **III.3.1. 1.Variante N°1 :**

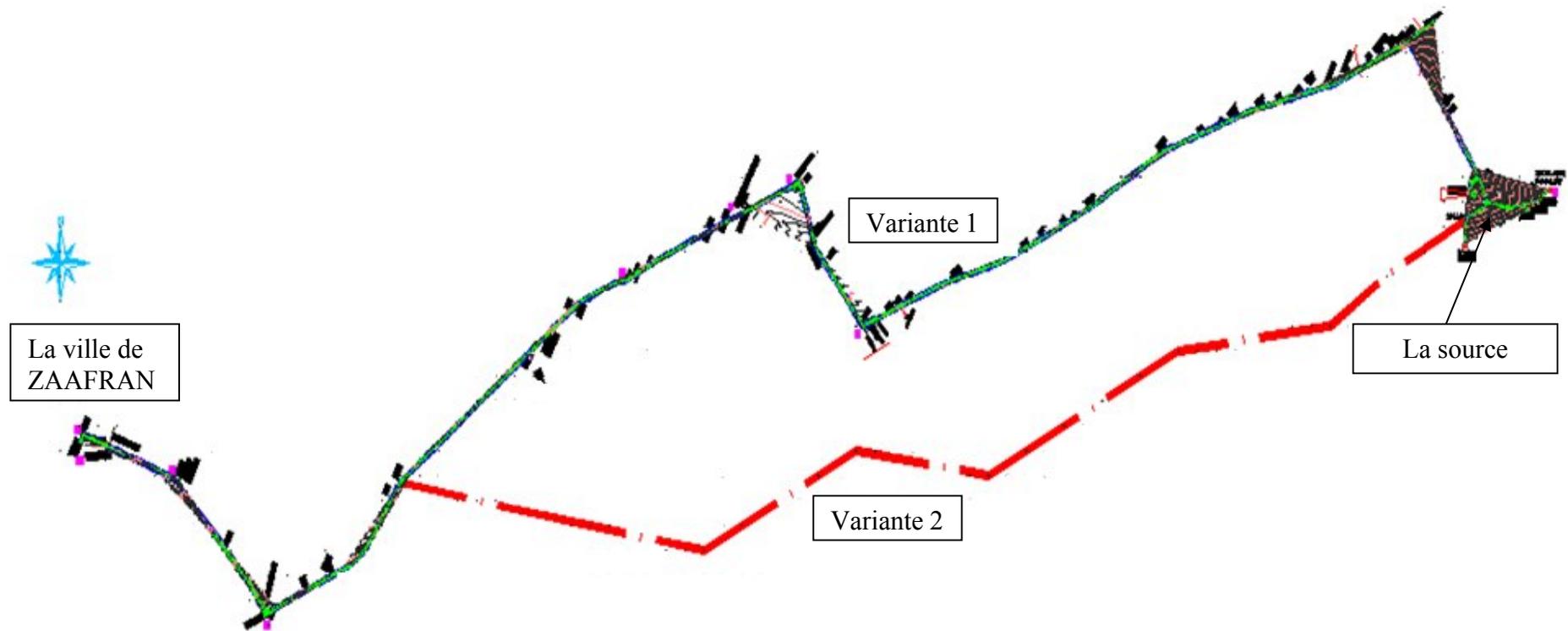
Dans cette variante, l'eau s'écoule gravitairement du réservoir intermédiaire de cote de terrain 1070 m vers le château de distribution qui est situé a une cote de terrain de 892 m et projeté au sud de la ville.

Cette variante possède un longueur de 49,8 Km et suit une route et traverse la route deux fois et s'étale sur une terrain légèrement accidentée. Voir (figure III.4 )

### **III.3.1. 2.Variante N°2 :**

Dans cette variante, le système d'adduction est le même (écoulement gravitaire) mais possède le linéaire le plus court d'où la longueur de la conduite est 43 Km . cette conduite traverse quelque terrain agricole privé .

Le relief du terrain est très accidenté et exposé à l'érosion éolienne et hydrique avec l'existence des forêts denses . voir (figure III.4 )



**figure III.4 :** Schéma descriptif des deux variantes

**III.3.2. Analyse et choix de la variante :**

**Tableau III.1:** comparaison entre les deux variantes.

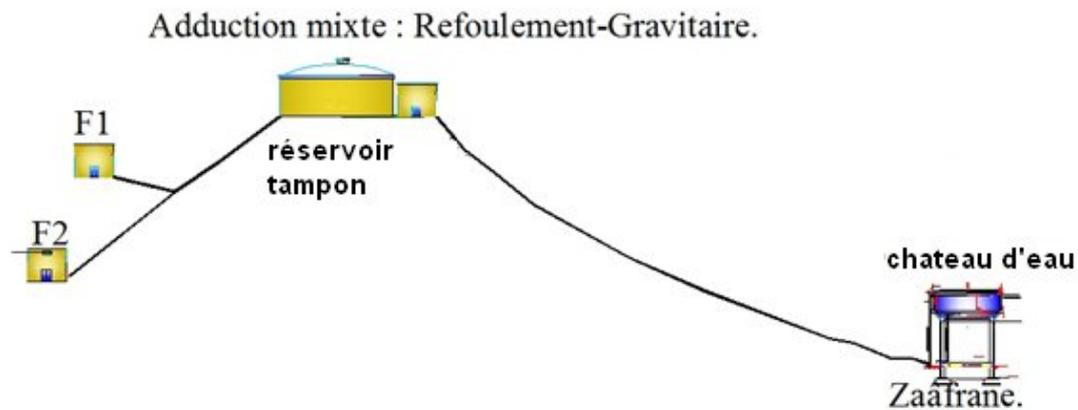
Avantages et inconvénients		
	Avantages	inconvénients
<b>Variante 1</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- reliefs moins accidenté et moins de forêts</li> <li>- conduite controlable "suit les pistes et les routes "</li> <li>- moins de terrains agricoles</li> <li>- Tracé visible et contrôlable.</li> <li>- Moins d'ouds et contraintes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- comporte le chemin le plus important L= 49800 ml</li> <li>- deux traversées de routes importantes.</li> </ul>
<b>Variante 2</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Linéaire entre reservoir intermédiaire et zaâfrane moins important.</li> <li>43 000 m</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Reliefs très accidenté .</li> <li>- plus de forêts .</li> <li>- Terrain exposé à l'érosion hydrique et éolienne.</li> <li>- traversées des terrains privés agricoles.</li> <li>- conduite incontrôlable " piquage".</li> </ul>

D'après le tableau III.1, on observe que la variante N° 1 a des avantages beaucoup mieux que la 2eme variante, alors elle est la meilleure du point de vue technique-économique , donc on prend la première variante ,en Suivant les routes : " **Sidi Beyzid-RN 01 et Route El Idrissia-Zaâfrane.**"

**Etude d' Avant projet :**

Après avoir choisir le tracé de la variante 01 , procédons à une étude technico économique de la variante retenue. Le type d'adduction retenu, en tenant compte de la topographie du terrain est : "Adduction mixte"

Refoulement des 2 forages vers un réservoir intermédiaires situé à une cote topographique pouvant assurer l'AEP par gravité puis une adduction gravitaire jusqu'à Zaâfrane.



**Figure III.3:** schéma descriptif de l'adduction

### **III. 4 : Etude technico-économique de l'adduction :**

#### **III.4.1. Etude de l'adduction par refoulement :**

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

##### **III.4.1.1.méthode de calcul :**

###### **III.4.1.1.1. Choix de la gamme des diamètres :**

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles on en cite :

**-La formule de BRESS :**

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad \text{(III-1)}$$

**-La formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \quad \text{(III-2)}$$

Q: débit à élever en m<sup>3</sup>/s.

### Remarque :

La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite  $\leq 1$  Km)

**D** : diamètre de la conduite (m).

**Q** : débit à relever ( $m^3/s$ ).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

### III.4.1.1.2. : Calcul des pertes de charge :

#### 1/ pertes de charge linéaires :

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

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en ( $m^3/s$ );
- De la rugosité absolue  $K_s$  exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_i = \lambda \frac{L}{D} V^2 = I * L \quad (III-3)$$

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

- $\Delta H_i$  : Pertes de charge linéaires en (m)

- I: gradient hydraulique en (m/m)

-Le coefficient  $\lambda$  est obtenu par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (III -4) \quad (\text{Formule de Colebrook})$$

$R_e$ : nombre de Reynolds.

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$K_s = K_0 + \alpha T \quad (III-5)$$

-  $K_0$  : la rugosité à l'état neuf ; égale à 0,8 mm.

-  $\alpha$  : le coefficient de vieillissement de conduite ( $\alpha = 0,04$  mm/an)

- T : la durée d'utilisation de la conduite (t = 20 ans).

Alors,  $K_s = 0,8 + 0,04 * 20 = 1.6$  mm.

### **2/ Pertes de charge singulières**

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

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (III-6)$$

(Les différentes singularités du réseau sont indiquées dans les profiles en long)

### **3/ Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ ) :**

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (III-7)$$

#### **III.4.1.1.3 : Calcul de la hauteur manométrique totale :**

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

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t \quad (III-8)$$

Hg: la hauteur géométrique

$\Delta H_a$ : pertes de charge à l'aspiration

$\Delta H_r$ : pertes de charge au refoulement

#### **III.4.1.1.4. Puissance absorbée par la pompe**

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

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta} \quad (III-9)$$

$\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $\eta=82\%$ )

Q: débit refoulé par la pompe en ( $m^3/s$ )

g: pesanteur ( $9.81 m/s^2$ )

#### **III.4.1.1.5. Energie consommée par la pompe**

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (III-10)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas  $t=24h$

P: puissance de la pompe en (kW)

### III.4.1.1.6.: Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (III -11)$$

E: énergie consommée par la pompe en (KW H)

e: prix unitaire d'un KW H imposé par la SONEGAS varié 3 fois par jour. (voir tableau)

**Tableau III.5** : Variation journalière des tarifs de l'énergie

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	0,933
Heures de pointes	17 à 21 h	4	4,514
Heures creuses	22h30 à 6heures	7,5	0,403

Source SONEGAS(2012)

Vu la variation journalière des tarifs du KWh d'énergie, on recommande un régime de fonctionnement des stations de 21h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère. On choisie un pompage de 21h à 18h

Le prix moyen du KWh pendant les 21 heures de pompage est tel que :

$$e = \frac{0,403 * 7,5 + 0,933 * 12,5 + 4,514 * 1}{21} \Rightarrow e = \mathbf{0,914 \text{ DA}}$$

### III.4.1.1.7 . Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (III-12)$$

$P_{rc}$ : prix de la conduite en (DA)

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

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

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 30ans

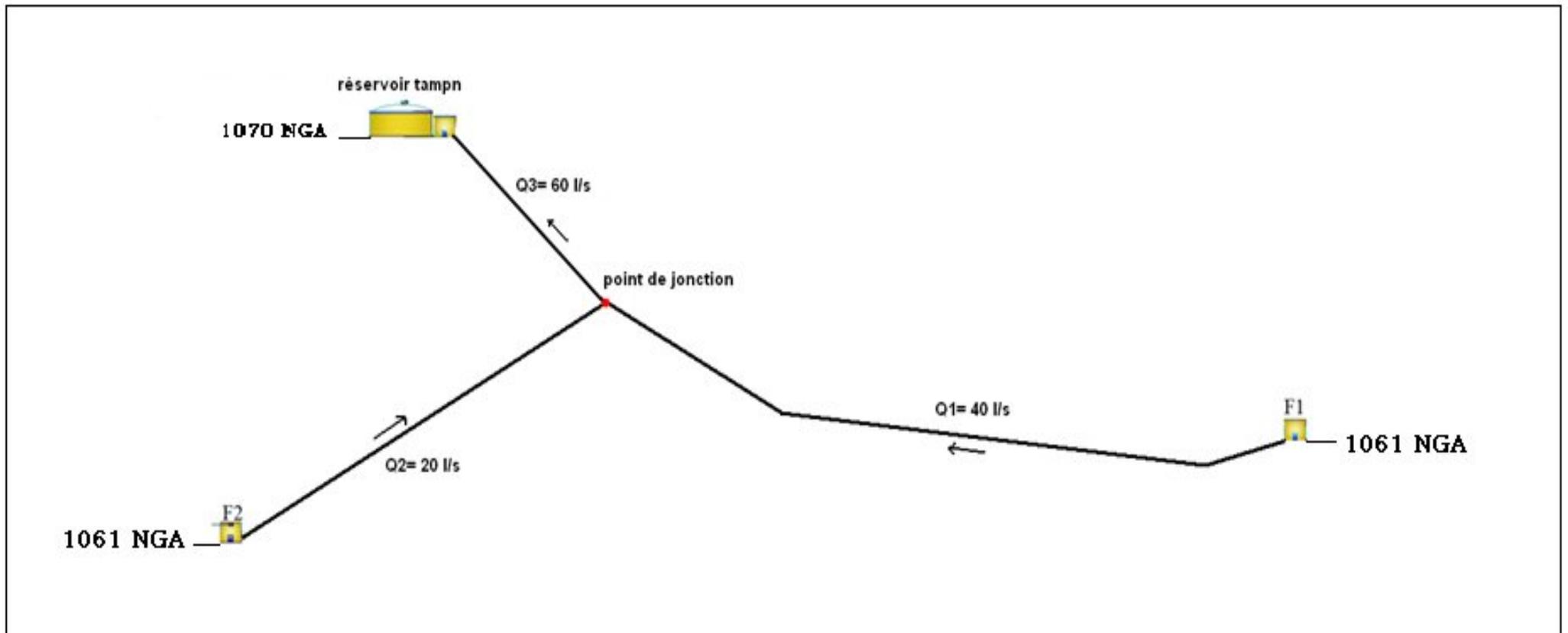
$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0889 = 8.89 \%$$

$$A = 8.89 \%$$

### **III.4.2. dimensionnement des conduites de refoulement :**

Au point de vue hydraulique , le calcul du diamètre économique sera fait de l'aval vers l'amont , en commençant par le tronçon ( point de jonction – réservoir ) , on imaginant qu'il y a une pompe dans cette point qui refoule un débit qui est le débit global des deux tronçon avec une charge manométrique total  $H_{mt}$  qui égale à la charge au point de jonction, et a partir de cette charge on calcule le diamètre économique des deux autres tronçons ( forage 1 – point de jonction ) et ( forage 2 – point de jonction ) . en vérifiant l'intervalle de vitesse dans les trois tronçons , d'où ce intervalle est :

$$0.8 < V < 2.5 \text{ (m/s)}$$



**Figure III.4:** schéma descriptif de la partie d'adduction par refoulement

**a) Point de jonction – réservoir :**

Le nombre de conduites de refoulement est égal à un (N=1)

- $Q_3 = 0,06 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L_3 = 500 \text{ m}$
- $H_g = \text{cote de trop plein du réservoir tampon} - \text{cote de terrain de point de jonction} = 107,0 - 104,5 = 23,5 \text{ m}$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique des deux tronçons sont regroupés dans les tableaux suivants:

**Tableau III.15:** Calcul de la HMT du tronçon point de jonction- réservoir intermédiaire.

D(m)	$Q_3(\text{m}^3/\text{s})$	$\lambda$	$V_3(\text{m/s})$	$\Delta H_3(\text{m})$	$H_g(\text{m})$	$H_{mt}(\text{m})$
150	0,06	0.0424592	3.40	169.1	23.5	192.6
200	0,06	0.0384400	1.91	33.3	23.5	56.8
250	<b>0,06</b>	<b>0.0357029</b>	<b>1.22</b>	<b>9.5</b>	<b>23.5</b>	<b>33.0</b>
300	0,06	0.0336777	0.85	3.4	23.5	26.9

**Tableau III.16 :** Calcul des frais d'amortissement du tronçon point de jonction- réservoir intermédiaire.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	$F_{amort}$ (DA)
150	2605,5	500	115684.2
200	3190,3	500	141649.3
250	<b>3830,3</b>	<b>500</b>	<b>170065.3</b>
300	4530,9	500	201172.0

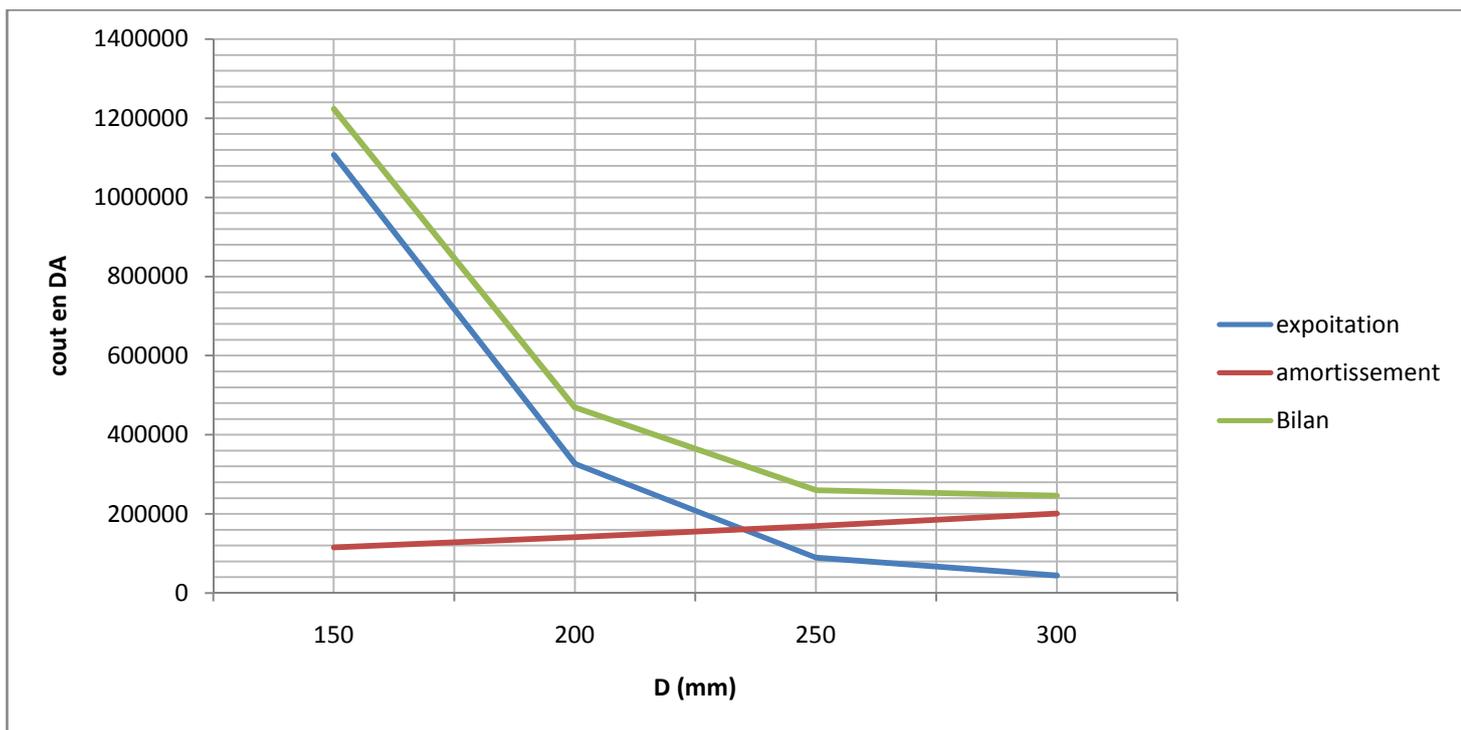
## Chapitre III : Adduction En Eau Potable

**Tableau III.17** : Calcul des frais d'exploitation du tronçon point de jonction- réservoir intermédiaire.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
150	138.3	1211251.8	1107084.2
200	40.8	357355.7	326623.1
250	<b>23.7</b>	<b>207424.6</b>	<b>89586.1</b>
300	19.3	169178.6	44629.2

**Tableau III.18** : Bilan du tronçon point de jonction- réservoir intermédiaire.

Diamètre (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
150	1107084.2	115684.2	1222768.4
200	326623.1	141649.3	468272.4
250	<b>89586.1</b>	<b>170065.3</b>	<b>259651.4</b>
300	44629.2	201172	245801.2



**Figure III.7**: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (point de jonction – réservoir tampon.)

- Le diamètre économique qui reprend aux conditions techniques et économiques est de **250 mm**, avec une vitesse de  $V_1 = 1,22\text{m/s}$ .

La charge au point de jonction  $H_{p,j} = H_{mt} = 33\text{ m}$ .

### b) tronçon F1- point de jonction.

Le nombre de conduites de refoulement est égal à un (N=1)

Données :

- $Q_1 = 0,04 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L_1 = 1720 \text{ m}$
- La charge au point de jonction  $H_{pj} = 33 \text{ m}$ .

le calcul de la  $H_{mt}$  de la pompe se fait comme suit :

$$H_{mt} = H_g + \Delta H + H_{p,j}$$

- $H_g = \text{cote de terrain naturel du point de jonction} - \text{cote terrain Naturel } F_1 + \text{profondeur de calage de la pompe} = 1046.5 - 1061 + 85 = 71.5 \text{ m}$

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

**Tableau III.19** : Calcul de la HMT du tronçon F1- point de jonction.

$D_1$ (m)	$Q_1$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$\lambda$	$V_1$ (m/s)	$\Delta H_1$ (m)	H (m)	$H_g$ (m)	$H_{mt}$ (m)
150	0,04	0.0424592	2.26	258.6	33	71.5	363.1
<b>200</b>	<b>0,04</b>	<b>0.0384400</b>	<b>1.27</b>	<b>51.0</b>	<b>33</b>	<b>71.5</b>	<b>155.5</b>
250	0,04	0.0357029	0.82	14.5	33	71.5	119.0
300	0,04	0.0336777	0.57	5.2	33	71.5	109.7

**Tableau III.20** : Calcul des frais d'amortissement du tronçon F1 point de jonction.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	$F_{amort}$ (DA)
150	2605,5	1720	397953.6
<b>200</b>	<b>3190,3</b>	<b>1720</b>	<b>487273.7</b>
250	3830,3	1720	585024.7
300	4530,9	1720	692031.5

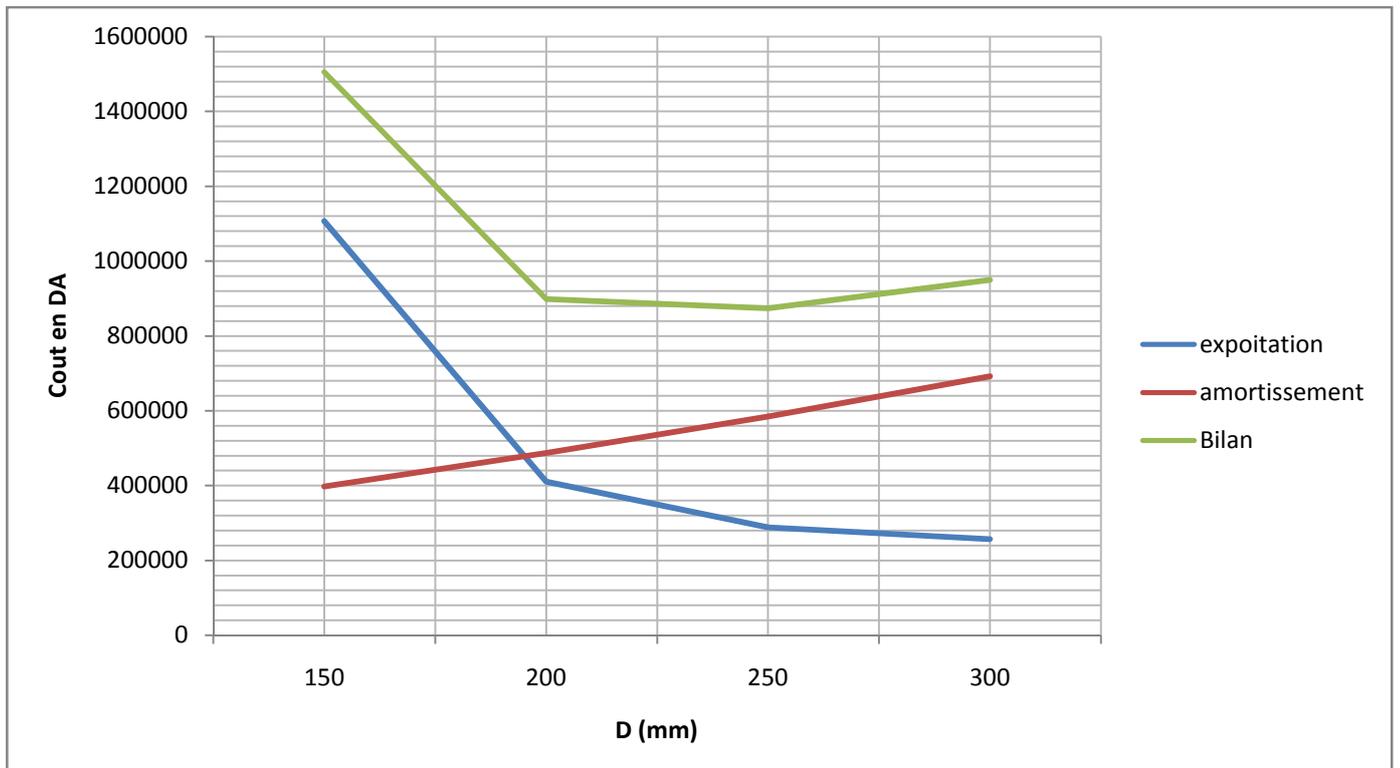
## Chapitre III : Aduction En Eau Potable

**Tableau III. 21** : Calcul des frais d'exploitation du tronçon F1 point de jonction.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
<b>150</b>	158.0	1383693.0	1106608.5
<b>200</b>	<b>58.6</b>	<b>513351.5</b>	<b>410552.9</b>
<b>250</b>	41.2	360532.8	288336.1
<b>300</b>	36.7	321550.3	257159.8

**Tableau III.22** : Bilan du tronçon F1- point de jonction.

Diamètre (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
<b>150</b>	1106608.5	397953.6	1504562.1
<b>200</b>	<b>410552.9</b>	<b>487273.7</b>	<b>897826.5</b>
<b>250</b>	288336.1	585024.7	873360.8
<b>300</b>	257159.8	692031.5	949191.4



**Figure III.8**: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon F1- point de jonction).

- Le diamètre économique qui reprend aux conditions techniques et économiques est de **200 mm**, avec une vitesse de  $V_2 = 1.27$  m/s.

**a) tronçon F2- point de jonction.**

Le nombre de conduites de refoulement est égal à un (N=1)

Données :

- $Q_2 = 0,02 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L_2 = 1200 \text{ m}$
- le calcul de la Hmt de la pompe se fait comme suit :  

$$H_{mt} = H_g + \Delta H + H_{p,j}$$
- $H_g = \text{cote de terrain naturel du point de jonction} - \text{cote terrain F2} + \text{profondeur de calage de la pompe} = 1046.5 - 1061 + 125 = 110.5 \text{ m}$

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

**Tableau III.23** : Calcul de la HMT du tronçon F2- point de jonction.

$D_2(\text{m})$	$Q_2 (\text{m}^3/\text{s})$	$\lambda$	$V_2 (\text{m/s})$	$\Delta H_2 (\text{m})$	$H_{p,j} (\text{m})$	$H_g(\text{m})$	$H_{mt}(\text{m})$
<b>150</b>	<b>0,02</b>	<b>0.0424592</b>	<b>1.13</b>	<b>45.1</b>	<b>33</b>	<b>110.5</b>	<b>188.6</b>
<b>200</b>	0,02	0.0384400	0.64	8.9	33	110.5	152.4
<b>250</b>	0,02	0.0357029	0.41	2.5	33	110.5	146.0
<b>300</b>	0,02	0.0336777	0.28	0.9	33	110.5	144.4

**Tableau III.24** : Calcul des frais d'amortissement du tronçon F2- point de jonction.

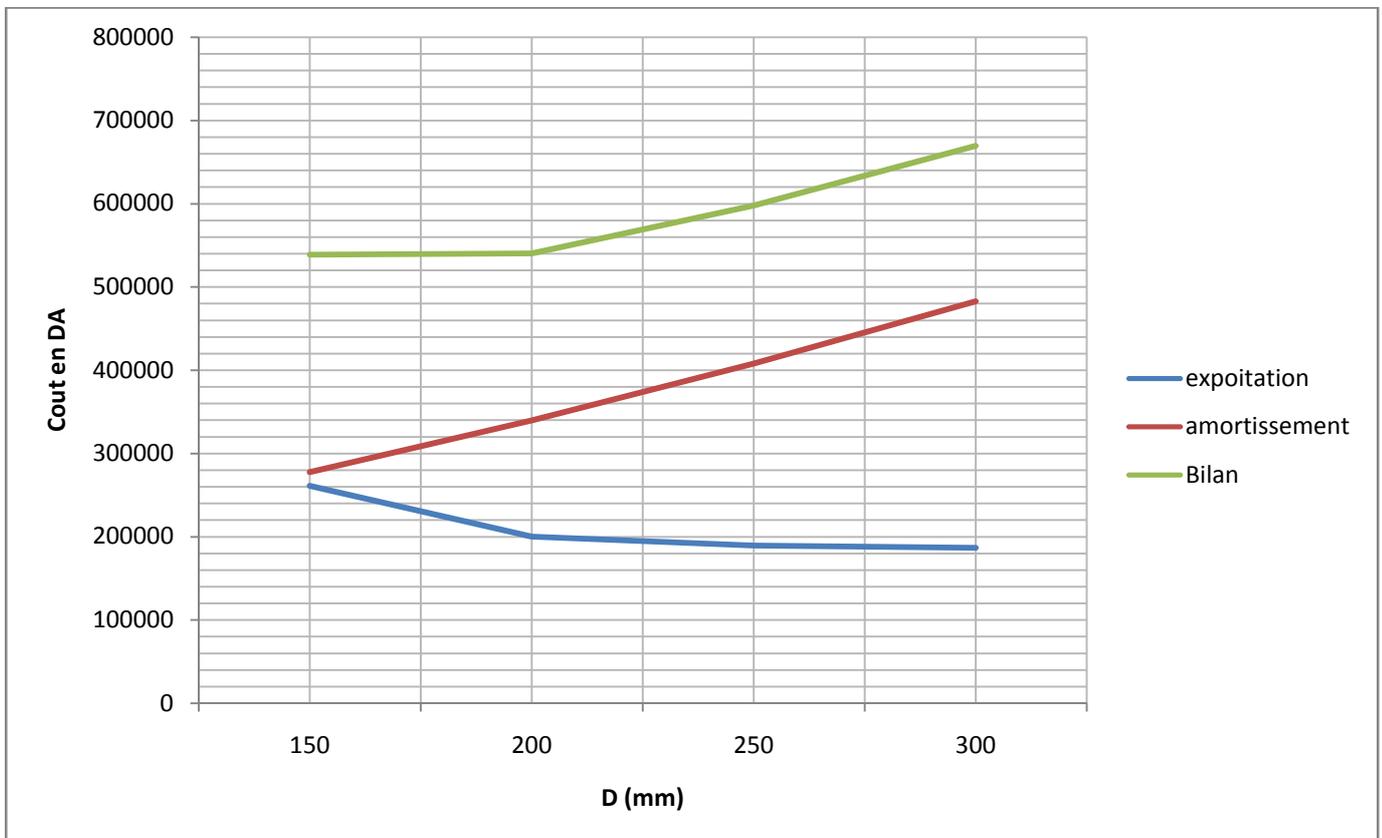
Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	$F_{amort} (\text{DA})$
<b>150</b>	<b>2605,5</b>	<b>1200</b>	<b>277642.1</b>
<b>200</b>	3190,3	1200	339958.4
<b>250</b>	3830,3	1200	408156.8
<b>300</b>	4530,9	1200	482812.7

**Tableau III.25** : Calcul des frais d'exploitation du tronçon F2- point de jonction.

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	F <sub>explo</sub> (DA)
<b>150</b>	<b>37.2</b>	<b>285371.5</b>	<b>260829.6</b>
<b>200</b>	28.6	218957.4	200127.0
<b>250</b>	27.0	207296.1	189468.6
<b>300</b>	26.7	204321.4	186749.7

**Tableau III.26** : Bilan du tronçon F2- point de jonction.

Diamètre (mm)	F <sub>explo</sub> (DA)	F <sub>amort</sub> (DA)	Bilan (DA)
<b>150</b>	<b>260829.6</b>	<b>277642.1</b>	<b>508471.6</b>
<b>200</b>	200127.0	339958.4	540085.4
<b>250</b>	189468.6	408156.8	597625.4
<b>300</b>	186749.7	482812.7	669562.4



**Figure III.9**: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (tronçon F2- point de jonction).

- Le diamètre économique qui reprend aux conditions techniques et économiques est de **150 mm**, avec une vitesse de  $V_2 = 1.13$  m/s.

Conclusion :

Les diamètres des conduites, les vitesses, les débits et les frais totales des différents tronçons sont représentés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.27** : calcul des frais totales du projet

tronçons	Débit (l/s)	D ( mm )	V ( m/s )	Frais
F1 – point de jonction	40	200	1.27	897826.5
F2 – point de jonction	20	150	1.13	508471.6
Point de jonction – réservoir	60	250	1.22	259651.4
<b>Total</b>				<b>1665949.5</b>

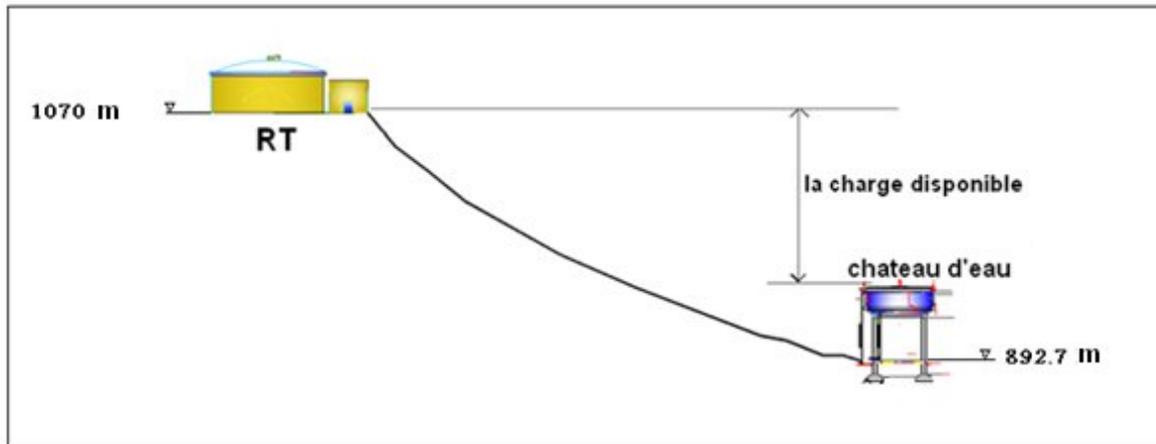
**III.4.3 : Etude de l'adduction gravitaire :**

Dans une adduction gravitaire le réservoir intermédiaire ou tampon située à une altitude supérieure à celle du château d'eau qui alimente l'agglomération. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

Notre conduite à dimensionner débutera principalement à partir de réservoir **300 m<sup>3</sup>**, situés sur une altitude de **1070 m**, admissible à l'écoulement gravitaire. La conduite suivra la variante choisie N 01 en suivant la route nationale 01 et Route El Idrissia Zaâfrane en arrivant au château d'eau qui est projeté au sud de la ville .

**Données :**

- La conduite a une longueur de 49800 m .
- la cote du réservoir est de 1070 m.
- la cote du terrain du château d'eau de Zaafrane est de 892,7 m et sa hauteur est de 25 m .



**Figure III.10** : schéma descriptif de la partie gravitaire

### III.4.3.1 : Détermination du diamètre avantageux :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (III-14)$$

$\Delta H_t$  : Perte de charge total (m);

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

$L_e$  : longueur de la conduite

### III.4.3.2 : Calcul des diamètres avantageux de l'adduction :

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{q.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_t}} \quad (III-15)$$

Avec :

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

$Q$  : Débit véhiculé par la conduite ( $m^3/s$ ) ;

$L_{eq}$  : Longueur de la conduite (m);

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

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

Selon le type de matériau on choisit les coefficients  $K'$ ,  $m$  et  $\beta$ .

**Tableau III.28** : Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types du tuyau.

Tuyau	$K'$	$m$	$\beta$
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

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,00179$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5,3$  (matériau : la fonte).

### ► La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2,5 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad \text{(III-15)}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction ( $m^3/s$ ) ;

S : section de la canalisation ( $m^2$ ) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

On a le débit pompé par les pompes pendant leurs temps de fonctionnement (T=21 heures) égale

à  $Q = 4536 \text{ m}^3/21\text{heures}$  ...alors le débit journalier sortant par le réservoir tampon égale à

$Q = 4536 \text{ m}^3/j = Q_{\text{max.j}} = 4541 \text{ m}^3/j$ , alors on dimensionne notre conduite avec le  $Q_{\text{max.j}}$

Supposant que la perte de charge est égale a la charge disponible, et le débit véhiculer par la conduite est le débit max journalier, le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{q.i} * Q_i^\beta}{\Delta H t}}$$

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre avantageux sont portés dans le tableau suivant:

**Tableau III.29** : Diamètre avantageux calculé pour l'adduction.

Débit (m <sup>3</sup> /s)	Longueur géométrique (m)	la charge disponible (m)	ΔH (m)	j (m/m)	D <sub>Calculé</sub> (mm)	N <sub>normalisé</sub> (mm)	V (m/s)
0,0525	49800	147.3	147.3	0.00295	0,299	300	0.74

➤ Le diamètre avantageux de la conduite est D=300 mm avec une vitesse de V=0.74 m/s.

### **III.3.3 : Les frais d'investissement**

Les frais d'investissement de la conduite gravitaire sont représentés dans le tableau suivant:

**Tableau III.30** : Frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F <sub>amort</sub> (DA)
<b>300</b>	<b>4530,9</b>	49800	20081855

### **III.4. dimensionnement des réservoirs:**

#### **III.4..1 Le réservoir tampon:**

On installe le réservoir tampon ou réservoir intermédiaire généralement dans les adductions mixtes , dans le cas ou la conduite de refoulement se transforme a une conduite gravitaire .

Cet réservoir joue le rôle de mise en charge, qui sert a transiter le débit refoulé par les deux pompes du forages vers la conduite gravitaire jusqu'à château d'eau qui alimente la ville.

Le réservoir a une importance considérable, il a pour rôle :

- Eviter les fortes dépression quand la ligne piézométrique écrête la conduite ou quand les pompes s'arrêtent ce qu'il provoque aspiration des joints .
- Augmenter la pression dans le point de transformation (quand la conduite de refoulement devient a une conduite de refoulement ).
- Supprimer le rassemblement d'aire au point de transformation .
- dans le le cas d'absence du réservoir tamon , il aura un décollement de l'enduit du ciment .

La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située à l'extrémité aval de la conduite gravitaire. En vue de limiter les effets du coup de bélier de fermeture.

Le volume sera déterminé selon la formule suivante:

$$V_{\text{réservoir}} = \frac{Q_{tr} * t}{2} \quad (\text{fermeture linéaire}) \quad (\text{III-16})$$

$Q_{tr}$  : Débit transit : est le débit entrant dans le réservoir tampon qui est

$$Q_{tr} = Q_{\text{maxj}} = 4541,21 \text{ m}^3/\text{j} = 189,22 \text{ m}^3/\text{h}$$

$t$  : temps de fermeture de la vanne télécommandée située à l'extrémité aval de la conduite gravitaire, donc:

$$V_{RTBB} = \frac{Q_{tr} * t}{2} = \frac{189,22 * 2,5}{2} = 236,56(\text{m}^3)$$

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon sera  $300 \text{ m}^3$  pour tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupes et le commencement de la fermeture de la vanne.

### ➤ Dimensions du réservoir

- Le diamètre D de la cuve :

La hauteur optimale d'eau utile  $h$  est située entre 3 et 6 m. Cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans le cas de grands réservoirs.

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{III-17})$$

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir ( $\text{m}^3$ );

$S$  : section du réservoir ( $\text{m}^2$ );

$D$  : diamètre de la cuve (m);

$h$  : hauteur utile optimale d'eau (m),

On prend:  $h = 4 \text{ m}$

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{4 * 300}{3,14 * 4}} \Rightarrow D = 9,7 \text{ m, on prend: } \mathbf{D = 10 \text{ m}}$$

- Réévaluation de la hauteur d'eau h :

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

$$\text{AN: } h = \frac{4 * 300}{3,14 * 10^2} \Rightarrow \mathbf{h = 3,82 \text{ m}}$$

- La section de la cuve :

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

$$\text{AN: } S = \frac{300}{3,82} \Rightarrow \mathbf{S = 78,5 \text{ m}^2}$$

- La hauteur totale H du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (III-18)$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

R : revanche (m),

On prend: R = 0,38 m

$$\text{AN: } H = 3,82 + 0,38 \Rightarrow \mathbf{H = 4.2 \text{ m.}}$$

### III.4..2 Le château d'eau :

on a un château d'eau qui existe déjà projeté au sud de la ville, il est caractérisé par un hauteur de radier de H=25 m et une cuve de volume de 1500 m<sup>3</sup> .

dans notre projet, on va vérifier la capacité du château et redimensionner la cuve.

### III.4.3. Dimensionnement de château d'eau:

La capacité théorique du château est déterminée par la méthode analytique. Cette méthode base sur la répartition horaire du débit entrant et du débit sortant du château pendant vingt-quatre heures (24h) de consommation. Ce débit est exprimé en pourcentage de la consommation maximal journalière

La répartition des pourcentages de consommation (débit sortant) sur les vingt-quatre (24h) heures sont déterminées a partir de (l'annexe II)

## Chapitre III : Adduction En Eau Potable

---

La répartition des pourcentages du débit entrant sur les vingt-quatre heures est déterminée en fonction du mode d'arrivée.

- Arrivée gravitairement permanente sur vingt-quatre heures (24h/24h). Le pourcentage du débit entrant sera égal à 4,17% pour toutes les tranches horaires (100/24).
- Arrivée permanente sur un temps de pompage, ce temps prendra la valeur de 20 heures, ce qui donne un pourcentage horaire de 5% (100/20).

La capacité du château est déterminée par la formule suivante :

$$V_u = \frac{p(\%) * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

$V_u$ : volume utile ( $\text{m}^3$ ),

$P(\%)$ : fraction horaire maximale du reste du débit maximum journalier.

$Q_j$ : La consommation maximale journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).

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

$$V_T = V_u + V_{\text{inc}}$$

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

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

Les résultats des calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.31:**Détermination de la capacité du château d'eau

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	4.16	1	3.16	-	3.16
01-02	4.16	1	3.16	-	6.32
02-03	4.16	1	3.16	-	9.48
03-04	4.16	1	3.16	-	12.64
04-05	4.16	2	2.16	-	14.8
05-06	4.17	3	1.17	-	15.97
06-07	4.17	5	-	-0.83	15.14
07-08	4.17	6,5	-	-2.33	12.81
08-09	4.17	6,5	-	-2.33	10.48
09-10	4.17	5,5	-	-1.33	9.15
10-11	4.17	4,5	-	-0.33	8.82
11-12	4.17	5,5	-	-1.33	7.49
12-13	4.17	7	-	-2.83	4.66
13 - 14	4.17	7	-	-2.83	1.83
14 - 15	4.17	5,5	-	-1.33	0.5
15 - 16	4.17	4,5	-	-0.33	0.17
16 - 17	4.17	5	-	-0.83	-0.66
17 - 18	4.17	6,5	-	-2.33	-2.99
18 - 19	4.17	6,5	-	-2.33	-5.32
19 - 20	4.17	5	-	-0.83	-6.15
20 - 21	4.17	4,5	-	-0.33	-6.48
21 - 22	4.16	3	1.16	-	-5.32
22 - 23	4.16	2	2.16	-	-3.16
23 - 00	4.16	1	3.16	-	0
Total	100	100	22.45	22.45	-

## Chapitre III : Adduction En Eau Potable

- Le volume utile sera :  $V = \frac{4528,7 \times 15,97}{100} = 723,23 \text{ m}^3 \Rightarrow V_U = 723,23 \text{ m}^3$

-La capacité totale sera :  $V_t = 723,23 + 120 = 843,23 \text{ m}^3 \Rightarrow V_t = 843,23 \text{ m}^3$

-La capacité normalisée sera :  $V_n = 1000 \text{ m}^3$

Alors notre château qui existe est de capacité  $1500 \text{ m}^3$  est supérieur au volume calculé, on remarque que le château d'eau est surdimensionné, alors on est pas obligé de construire un autre château d'eau.

### **Conclusion :**

Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, et dans ce chapitre, nous avons étudié l'adduction de la zone d'étude sur la base d'une étude technico-économique qui nous permet de trouver les diamètres les plus économiques.

Alors les diamètres calculés, les débits, les vitesses et les couts des conduites sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau III.32:** diamètres calculés, les débits, les vitesses et les couts calculés pour l'adduction

tronçons	Q (l/s)	D (mm)	V (m/s)	Cout (DA)
F1 – point de jonction	40	200	1.27	897826.5
F2 – point de jonction	20	150	1.13	508471.6
Point de jonction – réservoir	60	250	1.22	259651.4
Réservoir tampon – château d'eau	52,5	300	0.74	20081855
Total				<b>21747804.5</b>

## CHAPITRE IV

Protection De La Conduite  
Contre La Corrosion

### Chapitre IV: protection de la conduite contre la corrosion

#### **Introduction :**

La corrosion des conduites d'eau potable (adduction ou distribution) est une des causes directes des pertes de volume en eau considérables. Les incidences de la corrosion, doivent être prises en compte dans les études de projet (nouvelles conduites et/ou réhabilitation de l'existant). Et cela, par la mise en place des infrastructures afférentes au traitement spécifique de ce type de difficulté. Les solutions techniques de traitement et de protection contre les problèmes de corrosion doivent être choisies afin de permettre d'augmenter la durée de vie des conduites en tenant compte du coût minimal de premier équipement.

#### **IV.1 .DEFINITION DE LA CORROSION :**

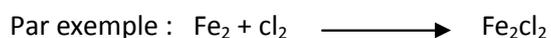
On appelle corrosion, la destruction lente ou progressive des métaux et leurs alliages, la corrosion est l'attaque chimique des surfaces métalliques par un milieu agressif extérieur. Elle se traduit généralement par l'altération de la surface du métal .L'expérience montre que ce genre d'altération dépend surtout des trois facteurs suivants la nature chimique du métal ou de la composition de l'alliage et de leur structure. , la nature chimique du milieu et de sa teneur en matières corrosives (oxygène, humidité, acides, ...etc.).Et la température du milieu ambiant, donc La corrosion est le résultat des réactions chimiques et électrochimiques.

Selon la nature du milieu d'accueil on distingue :

- la corrosion sèche
- la corrosion humide.

##### a) corrosion sèche

La corrosion sèche est produite par l'attaque d'un métal par un gaz généralement à température élevée.



##### b) corrosion humide

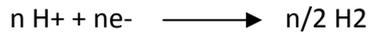
Elle se produit en présence d'une solution cela veut dire que la majorité des problèmes de corrosion rencontrés sont liés à la présence d'eau au contact des métaux, c'est le cas de la nature (eau douce, eau de mer, les sales, Etc.). Les différents phénomènes de corrosion humide sont tous d'origines électrochimiques qui se ramènent à l'étude des piles...

Une pile de corrosion comprend

Une partie métallique anodique (siège de la réaction d'oxydation).



Une partie métallique cathodique (siège de la réaction de réduction).



### **IV.2. CLASSIFICATION DE LA CORROSION :**

On peut classer la corrosion suivant :

Les aspects morphologiques;

les modes de formation.

#### IV.2.1. Aspects morphologique de la corrosion

D'une manière générale l'examen à l'œil nu, à la loupe ou au microscope, permet d'identifier quatre types de corrosion.

##### Corrosion uniforme

Dans ce cas, la corrosion se développe uniformément sur surface du métal, ( la vitesse de dégradation est identique en tout point), les caractéristiques des conduites ne s'altèrent qu'à long terme.

##### Corrosion par piqûre

La corrosion attaque certaines parties localisées du métal, elle peut se propager rapidement, des perforations graves du métal. Peuvent apparaître .elle est due aux dépôts qui provoquent une aération différentielle d'où de l'apparition des piqûres.

##### Corrosion inter granulaire

C'est l'attaque corrosive des joints entre les grains du métal, ce qui provoque une décohésion du métal, et une modification dangereuse de ces propriétés mécaniques.

##### Corrosion transgranulaire

C'est la corrosion la plus dangereuse sur les conduites enterrées, du fait qu'elle caractérise la corrosion sans contraintes. Elle se développe suivant les fines fissures où le métal se dissout. Elle peut se développer très rapidement provoquant des fissures profondes et éclatement des conduites.

Ces quatre types de corrosion peuvent exister dans une même installation

#### IV.2.2. Modes de formation de la corrosion

La corrosion se subdivisent selon leur mode de formation en se qui suit :

##### Corrosion électrochimique

C'est la destruction du métal par des réactions chimiques et électrochimiques lorsqu'il est en contact avec un milieu gazeux ou liquide.

L'aspect électrochimique de la corrosion se manifeste par la formation de diverses piles en phénomènes primaires (Piles à métaux différents, Pile volta, Pile de concentration, Electrolyse simple.)

Les phénomènes secondaires se manifestent par des :

- Equilibres électrochimiques;
- Oxydoréduction.
- Corrosion biochimique

Dans certaines conditions climatiques, la corrosion des structures métalliques enterrées peut être accélérée par l'activité de certaines bactéries de la manière suivante : Formation de dépôts adhérents au métal. Libération d'agents chimiques agressifs, et L'activation anodiques par oxydation des ions métalliques, puis la stimulation cathodique par action de déshydrogénés

### a - Dépôt microbien

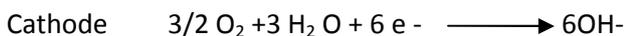
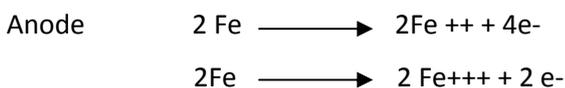
Dans ces dépôts se mêlent : algues, bactéries, levures et moisissures...etc. Ces dépôts provoquent une aération différentielle qui peut causer des corrosions par piqûres;

### b - Libération d'agents chimiques Agressifs

Au cours de leurs métabolisme vital, et spécialement en absence d'oxygène les bactéries libère des acides organiques tel que les lactiques citriques ... etc., ces dernières provoquerons un abaissement local du PH ainsi une attaque du métal.

### C - L'activation anodique

Certains micro-organismes métabolisent le fer ferreux, ce qui favorise la dissolution du métal en contact avec le milieu aqueux, entre autre certain bactéries transforme le fer ferreux en hydroxyde ferrique hydraté :



Jusqu'aujourd'hui on connaît mal les bactéries responsables de ce type de corrosion.

### IV.3. PROBLEMES DE CORROSION :

pour une protection contre la corrosion des conduites en fonte ductile, il y a lieu de considérer :

La résistivité des sols ou la conduite sera posée (protection externe du tuyau)

L'agressivité du fluide véhiculé (protection extérieurs du tuyau)

Les différentes solutions de revêtements extérieurs et intérieurs des tuyaux.

L'agressivité des sols et les problèmes de corrosion sont évalués selon :

La nature de terrain,

La hauteur de la nappe phréatique,

La résistivité,  
Le potentiel d'hydrogène,  
Le potentiel d'oxydo-réduction,  
La présence de carbonates,  
La présence de carbones,  
La présence de sulfures,  
La teneur en chlorures,  
La teneur en sulfates.

### **IV.3.1 La corrosion externe**

En règle générale, les sols qui ont une résistivité supérieure à 2500 ohms par cm sont considérés comme peu agressifs et donc à faible risque de corrosion (sable, graviers et calcaires) ; sont considérés comme sols agressifs, les marnes et les terrains argileux.

Les sols à risque qui doivent faire l'objet d'une attention toute particulière sont caractérisés par une basse résistivité (inférieure à 750 ohms par cm) qui contiennent des sulfures (argiles bleuâtres et marécages).

Il faut considérer comme terrain à risque les terres rapportées pouvant contenir certains déchets organiques ou industriels.

Il est également nécessaire de vérifier sur tout le parcours de la conduite qu'il n'y ait pas de risque de courants vagabonds générés par la présence de lignes à haute tension en courant continu.

### **IV.3.2 La corrosion interne**

Que ce soit les eaux potables ou industrielles, les eaux brutes pour l'irrigation ou les effluents d'eaux usées, peuvent avoir des effets corrosifs sur la paroi intérieure des conduites (paroi métallique) ou une action agressive (paroi revêtue d'un mortier de ciment).

Les eaux calcaires ou incrustantes n'interagissent pas avec la paroi du tuyau si non pour créer un dépôt, lequel pourra s'accrocher plus ou moins facilement en fonction de la nature du revêtement sur la paroi et par rapport à la vitesse de l'eau.

L'agressivité est mesurée en fonction de la quantité d'ions  $Ca^{++}$  que l'eau pourra dissoudre pour retrouver l'équilibre calcaire-carbone, ou encore par la quantité de  $CO_2$  agressif.

Les autres éléments à prendre en considération pour évaluer l'agressivité, sont le potentiel d'hydrogène (PH), la salinité et la teneur en Mg (magnésium) et soufre (S).

### **IV.4. PROTECTION CONTRE LA BASSE RESISTIVITE DES SOLS**

- a) Revêtement zingué complété par un vernis bituminé : ce type de revêtement, appliqué sur les tuyaux, constitue une protection active-passive exceptionnelle qui répond à la majorité des sols.

Le zinc génère une protection active et cicatrisante par formation de sulfates de zinc à l'endroit des éraflures provoquées par les chocs et les manutentions.

Le vernis bitumineux qui recouvre la protection zinguée a pour fonction de ralentir la vitesse d'auto-corrosion du zinc qui peut ainsi se transformer en une pellicule corrosive plus stable, devenant ainsi un facteur de protection passive.

- b) Revêtement avec manche en polyéthylène : ce type de revêtement a donné d'excellents résultats dans le temps, il s'agit d'une manche de polyéthylène souple, d'une épaisseur de 40 microns environs qui est enfilée sur le tuyau au moment de la pose de canalisation en tranchée.

Cette protection à l'aide d'une manche en polyéthylène offre l'avantage de pouvoir être utilisée chaque fois que la situation l'impose en fonction des terrains rencontrés et pour des longueurs moyennes ou réduites de tronçons de conduites.

La tenue de ce revêtement est d'une efficacité parfaite quand il est mis en œuvre dans les règles de l'art, adhérant parfaitement bien sur le fût du tuyau, de façon à ce qu'il n'y ait pas d'accumulation d'électrolyte entre la manche en polyéthylène et paroi externe du tuyau. L'emploi de cette manche en polyéthylène sur le tuyau en fonte ductile renforce l'effet isolant sur la bague de joint d'étanchéité en élastomère en présence de courants vagabonds.

### **IV.5. PROTECTION DES CONDUITES A PROXIMITE DES VOIES FERREES ET DES LIGNES A HAUTES TENSION EN COURANT CONTINU :**

Les bagues de joint en élastomère pour l'assemblage et l'étanchéité des canalisations en fonte ductile offre une protection accrue en présence de courants vagabonds et réduisent fortement les phénomènes macropiles. Pour se faire, il suffira le plus souvent d'observer les règles élémentaires suivantes :

Ne pas poser de canalisations à moins de 5 mètres d'une voie ferrée,

Utiliser une manche en polyéthylène sur la conduite chaque fois que le tracé d'une canalisation passe à une distance comprise entre 5 et 10 mètres d'une voie ferrée,

Ne pas poser à proximité d'un transformateur ou d'une station d'alimentation électrique,

Pour traverser une ligne de chemin de fer il est nécessaire de réaliser un fonçage d'environ 5 mètres de chaque côté de la voie et de protéger la conduite par une manche polyéthylène sur toute sa longueur en appliquant ce e manche sur 15 mètres en amont et en aval du fonçage.

### **IV.6. PROTECTION CONTRE L'AGRESSIVITE DES FLUIDES VEHICULES:**

On doit choisi des tuyaux avec un revêtement intérieur en mortier de ciment.

La protection intérieure classique des tuyaux est constituée d'un mortier de ciment appliqué par centrifugation. Ce procédé de centrifugation a pour effet d'assurer une bonne compacité du revêtement intérieur et une surface intérieure lisse.

Les propriétés suivantes découlent de ce procédé:

faible porosité du mortier

bon accrochage du ciment

forte compacité

faible rugosité

Le mortier de ciment présent une surface intérieure de faible rugosité, ce qui favorise l'écoulement, diminue les pertes de charge et garantit dans le temps les performances hydrauliques.

Le revêtement intérieur ciment est un revêtement actif. Il n'agit pas comme simple barrière mais participe chimiquement à la protection par phénomène de passivation. Lors du remplissage, l'eau imbibe peu à peu le mortier de ciment et s'enrichit en éléments alcalins. L'eau devient ainsi non corrosive à son arrivée au voisinage de la paroi métallique.

Le faïençage voire de petites fissures survenues lors du transport, du stockage ou de la pose se referment sous l'effet cummulé de deux réactions:

le gonflement rapide du mortier de ciment lors de la mise en eau,

l'hydratation lente des éléments constitutifs du ciment.

### **Conclusion**

Afin de pouvoir déterminer le tuyau adapté à un type de sol défini, une étude préalable sur la corrosivité / agressivité du terrain est conseillée. On détermine les indices généraux de corrosivité à l'aide d'une carte topographique.

Les points hauts sont plutôt secs et aérés, donc peu corrosifs. Les points bas sont souvent humides et peu aérés, donc susceptibles d'une corrosivité plus élevée. Les mares, marécages, lacs, tourbières et autres bas-fonds, riches en acides humiques, en bactéries et souvent pollués sont également des zones à risque de corrosivité élevée. Des activités industrielles peuvent également laisser présager de terrains agressifs.

# CHAPITRE V

## Pose De La Conduite

## Chapitre V : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES.

### **Introduction :**

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction : la pose en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, dans le lit des oueds rivières et Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

### **V.1. Pose de canalisation :**

#### **V.1.1. Principe de pose de canalisations :** [5]

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Toutes les personnes doivent libérer la section de tranchée dans laquelle le tuyau est posé.

Tous les débris liés à la pose doivent être retirés de l'intérieur du tuyau avant ou juste après la réalisation d'un emboîtement. Ceci peut être effectué en faisant passer un goupillon le long du tuyau ou à la main, selon le diamètre. En dehors des opérations de pose, un bouchon temporaire doit être solidement appliqué sur l'extrémité ouverte de la canalisation. Cela peut faire flotter les tuyaux en cas d'inondation de la tranchée, auquel cas les tuyaux doivent être maintenus au sol par un remplissage partiel de la tranchée ou par étayage temporaire. Dans le cas où les tuyaux sont livrés avec des bouchons aux extrémités, ces derniers devront être récupérés par le maître d'œuvre pour recyclage après pose.

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'aire entraînée soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

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

### **V.1.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire : [5]**

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure V.1).



**Figure V.1:** Pose de conduite au bord de la route.

### **VII.1.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain : [5]**

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou

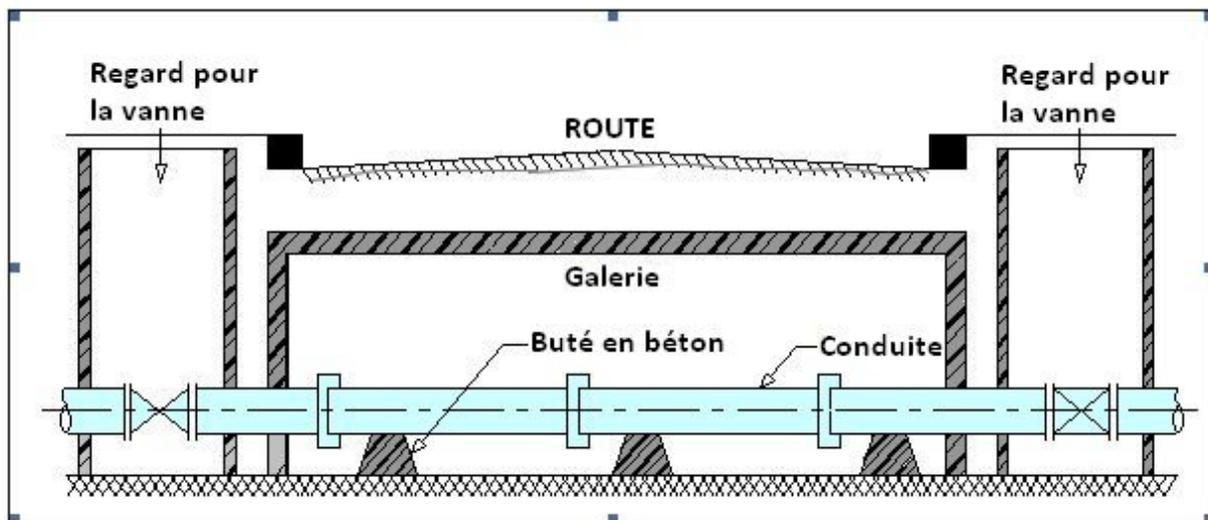
non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

### V.1.4. Pose de canalisation en galerie en cas de traversée de la route : [5]

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

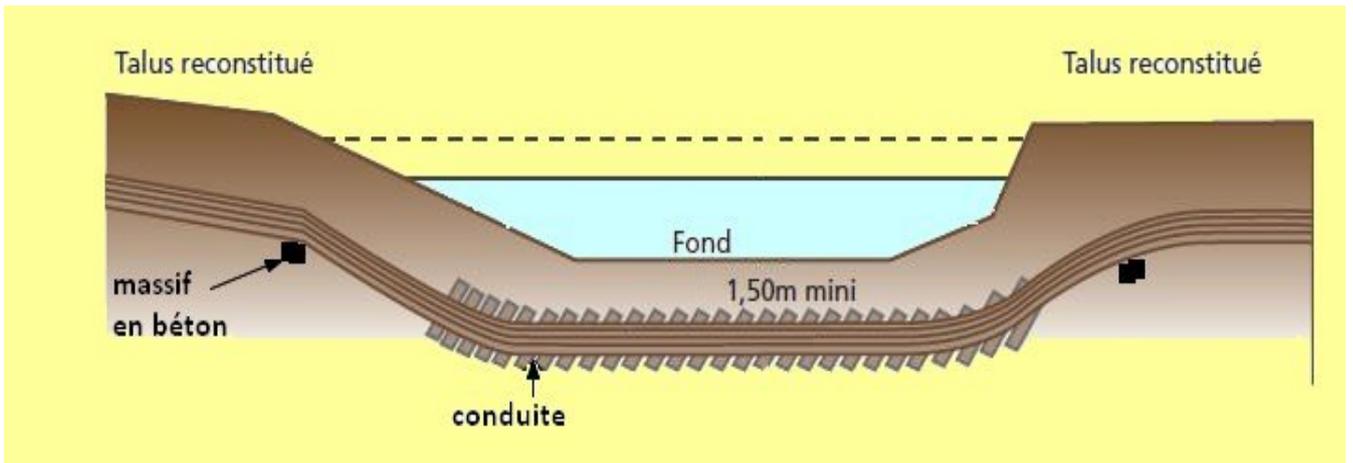
Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure V.2).



**Figure V.2** : Pose de canalisation en galerie

### V.1.5. Traversée d'une chaaba : [7]

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



**Figure V.3:** traversée d'une chaaba.

#### V.1.6 Pose en aérien (traversée d'un oued) : [5]

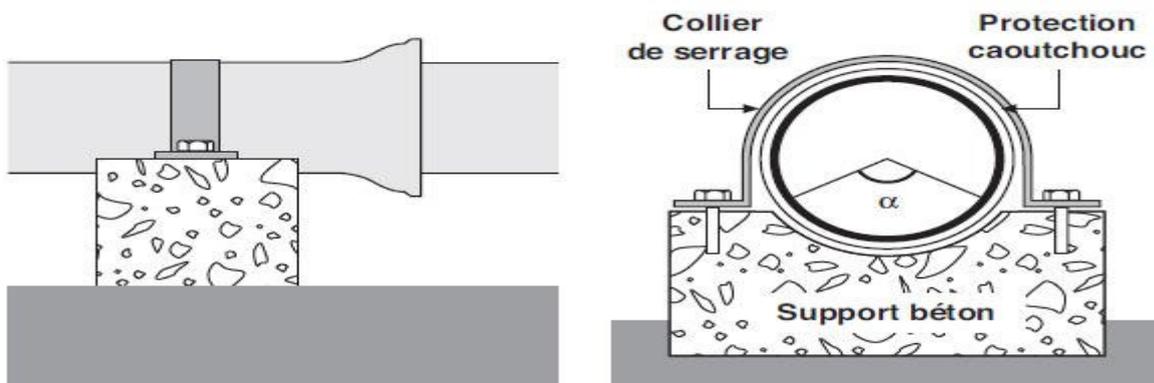
Poser en aérien une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre le supportée, l'absorption des dilatations thermiques et l'ancrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques.

Lors de pose de canalisations en aérien, les éléments suivants doivent être prévus:

- un support par tuyau,
- un berceau d'appui ( $\alpha = 120^\circ$ ),
- un collier de fixation équipé d'une protection en élastomère.

Chaque élément soumis à une poussée hydraulique (coudes, tés, cônes) doit être stabilisé par un massif d'ancrage.

Des changements de direction à grand rayon de courbure peuvent être réalisés par simple déviation des joints.



**Figure V.4 :** conduite posée sur des supports en béton.

### **V.1.7. Modes de raccordement des tuyaux : [9]**

Un tuyau est un profilé creux, de forme cylindrique, possédant habituellement une paroi épaisse permettant généralement le filetage. Il est constitué de métal, de plastique ou d'autres matériaux.

On peut joindre mécaniquement les tuyaux au moyen de raccords fileté sou à compression, de soudures ou de brasures. L'épaisseur de la paroi et la robustesse des tuyaux autorisent le transport des fluides sous haute pression et le support de charges importantes en construction de charpentes.

Un tube consiste en un profilé creux dont la paroi est relativement mince. On retrouve les tubes dans des profils ronds, carrés, hexagonaux, ovales et sous plusieurs autres formes. L'épaisseur de la paroi ne permet pas le filetage et les tubes s'assemblent avec des liens mécaniques, des soudures ou des brasures.

On utilise les moyens suivants pour unir des sections de tuyau :

**a) Filetage des tuyaux:** Pour les joints filetés, le filetage des extrémités des tuyaux et des composantes de la canalisation. La forme des filets assure une prise solide une fois le tuyau et les autres composantes réunis. Bien exécutés, ces joints sont étanches à l'air et à l'eau.

**a) Brides d'assemblage:** Une bride d'assemblage possède un collet autour de son extrémité. Elle est percée de plusieurs trous et se fixe au tuyau à l'aide de filets ou par soudage. Pour joindre deux tuyaux munis de brides, on doit d'abord placer un joint d'étanchéité entre les brides, insérer les boulons dans les trous des brides puis serrer les boulons pour comprimer la garniture et assurer le maintien ferme des deux brides ensemble. On peut aisément défaire ce type de joint en retirant les boulons.

**b) Assemblage par emboîtement :**

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau.

La mise en place des joints d'étanchéité sera facilitée par l'application préalable d'une mince couche de lubrifiant sur l'embase du renflement à l'intérieur de l'emboîture.

Il est important de ne pas appliquer de lubrifiant sur la surface d'encrage du joint.

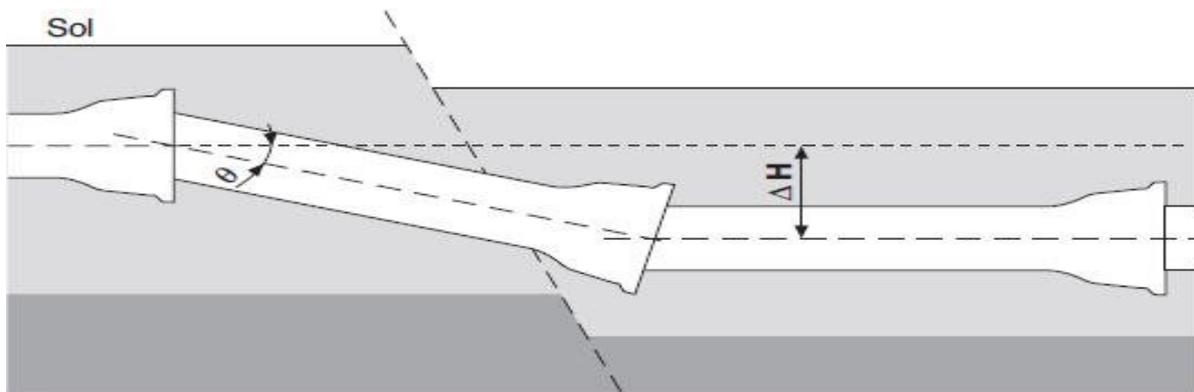
Le joint d'étanchéité en caoutchouc doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le renflement. Il faut vérifier que la rainure sur le joint est bien située sur le bourrelet de maintien dans l'emboîture,

et que le talon du joint est solidement niché dans son embase. Il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il vienne en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé partir de cette position.

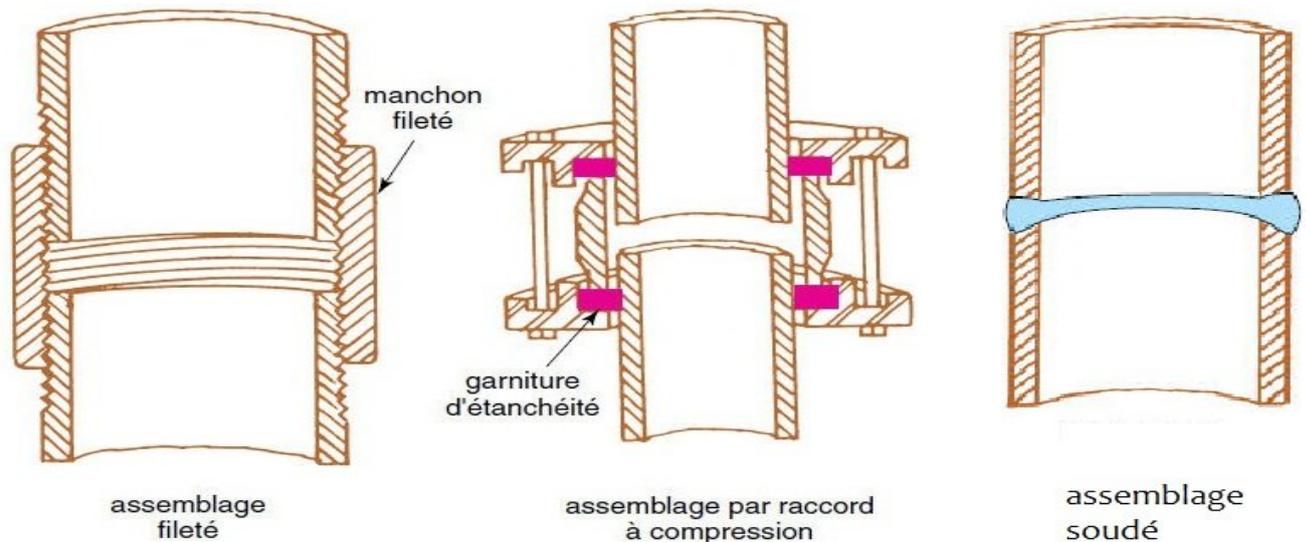
L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale.



**Figure V.5** : assemblage par emboîtement.

- a) Soudage:** Le soudage constitue la méthode la plus couramment utilisée pour assembler deux tuyaux de façon permanente. L'opération est simple, rapide, économique et le joint demande moins d'espace puisqu'il ne requiert aucune pièce supplémentaire. On soude des tuyaux selon les procédés à l'arc avec électrode enrobée, à l'arc sous gaz avec fil plein, à l'arc sous gaz avec électrode de tungstène et à l'arc submergé. On peut également les souder par résistance avec le procédé

Par étincelage ou par friction. Les procédés utilisés peuvent être manuels, semi-automatiques ou automatiques.



**Figure V.6 :** types d'assemblages.

- Pour notre cas et parce que le matériau utilisé est en fonte l'assemblage se fait par emboitement.

## **V.2. Accessoires :** [10]

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutir les débits.

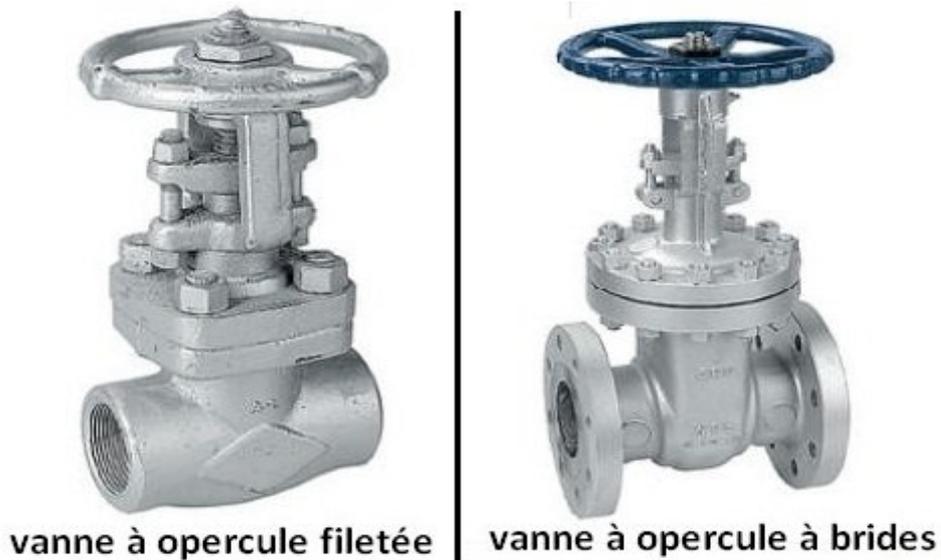
### **V.2.1. Robinets vannes :**

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

#### **a) Robinet vanne à coin (à opercule) :** [8]

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.



**Figure V.7:** Robinets vanne à opercule.

**b) Vannes papillons :**

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manoeuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



vanne à papillon à brides



vanne à papillon avec actionneur électrique

**Figure V.8 :** Robinets vanne papillon.

**Remarque :**

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- un robinet vanne à opercule sur la conduite d'arrivées et de vidange de réservoir.
- un robinet vanne papillon sur la conduite de départ du réservoir.

**V.2.2. Clapets anti retour :** [5] [10]

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.



**Figure V.9:** Clapet à double battant.



**Figure V.10:** Clapet à disk.



**Figure V.11:** Clapet à bille.

**Remarque :**

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

### **V.2.3. Ventouses :** [5] [10]

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits diminution de la pression, coups de bélier.

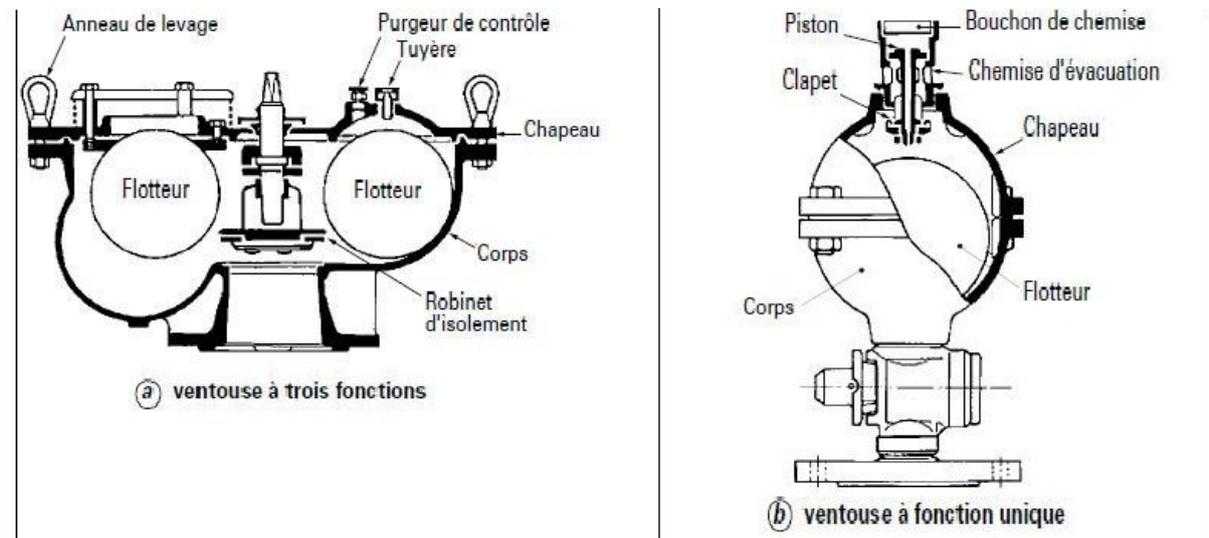
L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

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

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable (figure V12).

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 V.12 :** Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

#### **Remarque :**

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à fonction unique car l'adduction est de diamètre variant de 150 à 400 mm.

### **V.2.4. Vannes de décharge :**

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

On opte pour notre adduction des vannes en points bas du tracé.

### **V.2.5. Moyens anti-bélier :** [6] [7]

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

**a) Cheminée d'équilibre :** elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

**b) Volant d'inertie :** couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

**c) Soupape de décharge :** Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

**d) Réservoirs d'air :** il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

### **V.2.6. By-pass :** [5]

Le by pass est utilisé pour :

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

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

### **V.2.8. 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 (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

### **Remarque :**

Dans notre cas, les crépines seront installées à l'intérieur des réservoirs.

### **V.2.9. Déversoirs de trop plein :**

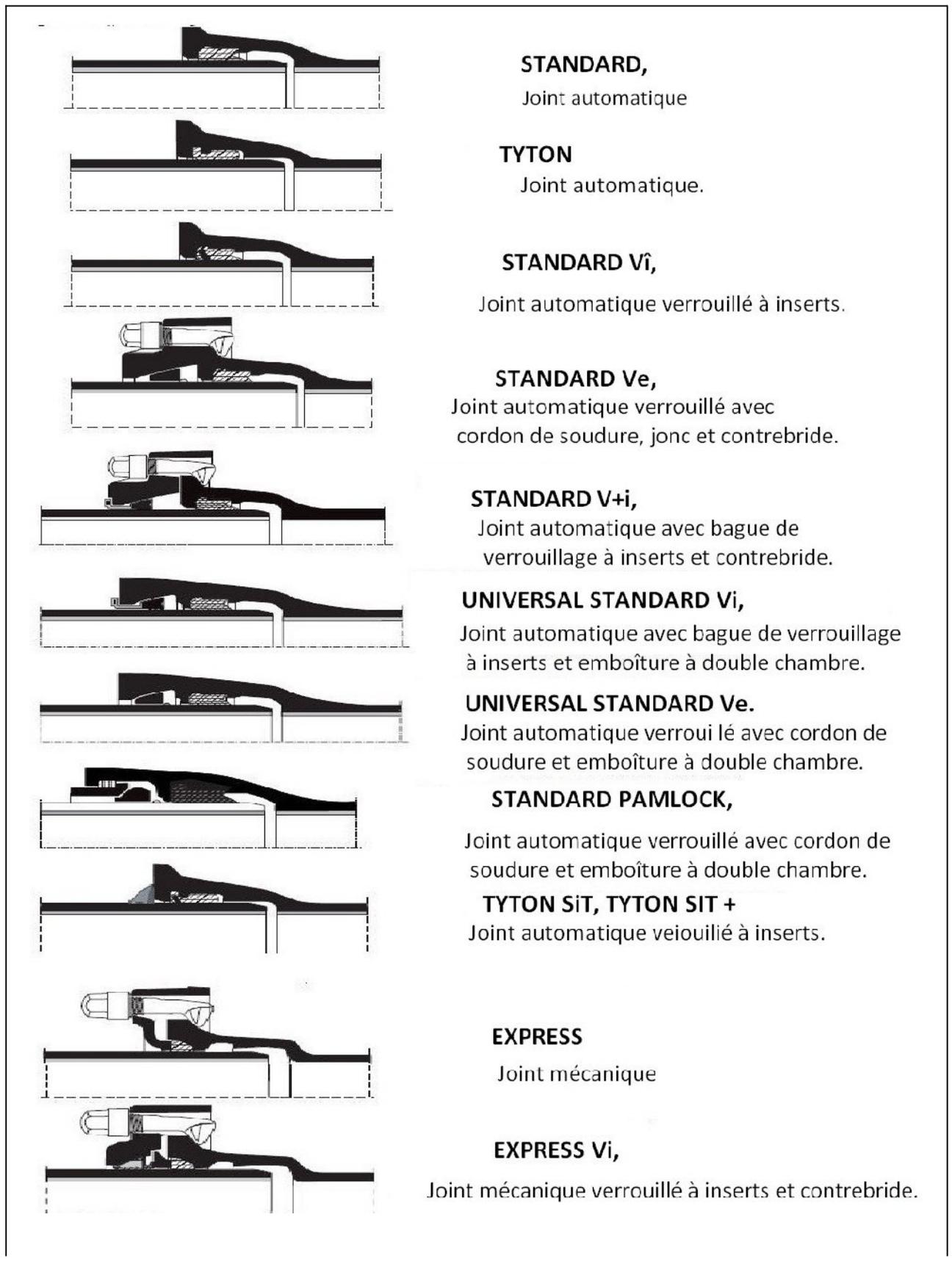
Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieur de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

### **V.2.10. Joints de raccordement :** [8]

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont (figure V13) :

- le joint à emboîtement à soudure;
- le joint automatique;
- le joint gibault;
- le joint verrouille;
- les joints mécaniques;
- le joint à brides (fixe ou orientable).

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métalliques. De même, le joint proprement dit, qui se place entre les brides, est actuellement en élastomère garni d'inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.



**Figure V.13:** Vue d'ensemble des différents types de joints (SAINT-GOBAIN pipe systèmes).



Figure V.14: Déviation angulaire

**V.2.11. Organes de mesure : [5]**

**a) Mesure de débit :**

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure V15). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

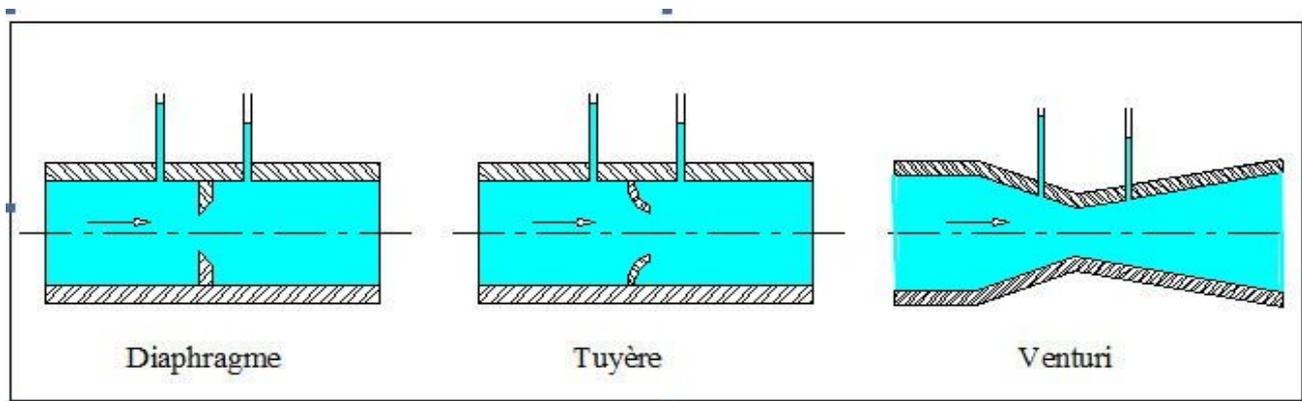


Figure V.15 : Débitmètres déprimogènes

### b) Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

- manomètres à aiguilles :

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure V16).

- manomètres à soufflet :

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



**Figure V.16** : manomètre de (0-600) bar.

### V.3. Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- La déviation d'une partie d'écoulement ;
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- Le changement de diamètre de la conduite ;
- Le montage et le démontage des accessoires ;
- Le changement de direction de la conduite.

### **V.3.1. Coudes :**

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

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

### **VII.3.2. Cônes :**

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

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

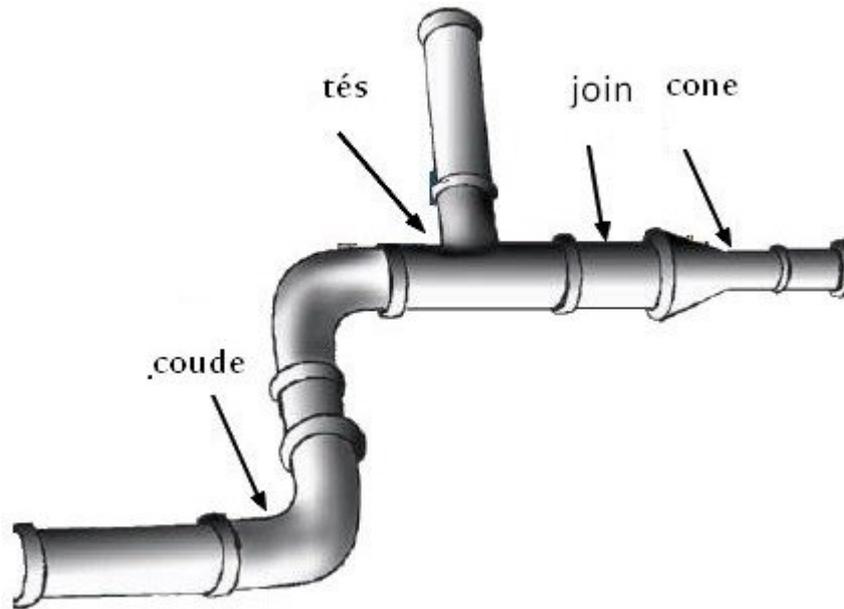
### **VII.3.3. Tés :**

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

Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

### **V.3.4. Joints de démontage :**

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.



**Figure V.17** : conduite avec raccords.

**Conclusion** :

Après avoir étudié précisément la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation comme dans la figure V.1, avec de certains pose particulier car notre adductions traverse par des oueds, chaabas, routes.

Et pour bien réaliser ses travaux, il faut choisir la main d'œuvre et adapter une bonne organisation du chantier afin d'assurer le succès de notre projet.

## CHAPITRE VI

### Organisation De Chantier

### Chapitre VI : Organisation de chantier

#### **Introduction :**

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

#### **VI.1. Différents travaux à entreprendre :**

##### **VI.1.1. Travaux concernant l'adduction :**

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

##### **a) 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 le déblai sera posé sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

##### **b) Construction des regards :**

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

##### **c) 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.

##### **d) Pose des conduites :**

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

##### **e) Remblayage des tranchées :**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

### f) 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.

### VI.1.2. Travaux concernant les réservoirs :

Dans la zone d'étude nous avons à construire un réservoir intermédiaire d. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

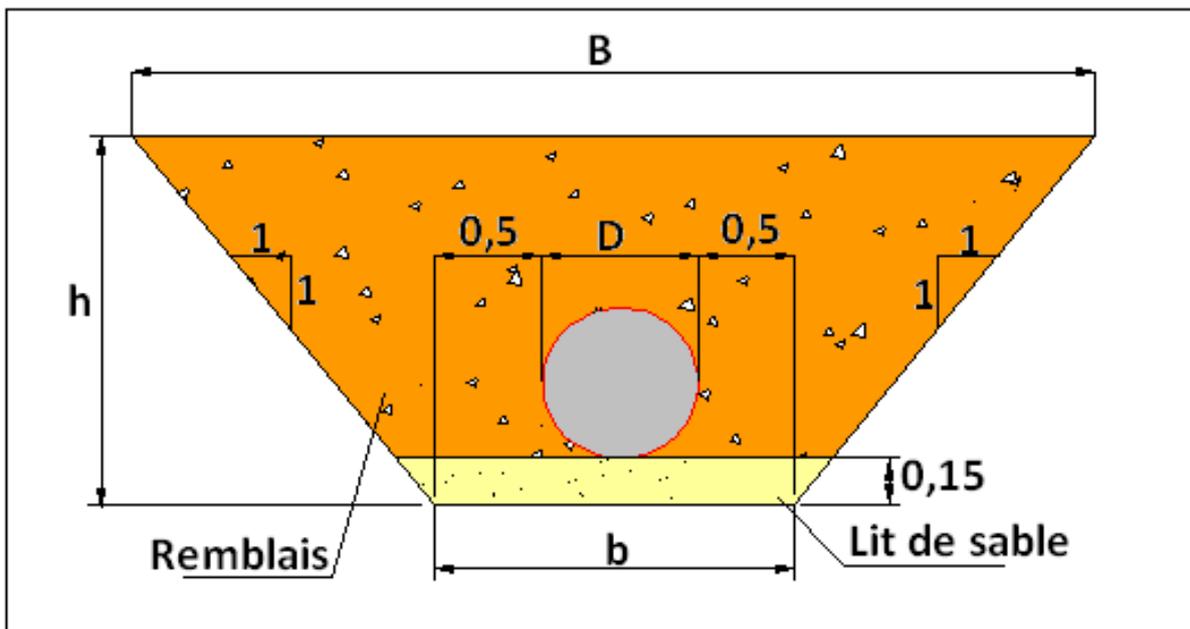
- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes

### VI.2. Calcul des volumes des travaux :

#### VI.2.1. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

##### a) Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir Figure VI.1).



**Figure VI.1** : Coupes en travers de la tranchée de la conduite.

Sachant que : 
$$S_{exc} = \frac{b + B}{2} * h \quad (III-1)$$

$S_{exc}$  : surface des déblais de chaque coupe;

b : petite base de la tranchée ;

B : grande base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad (III-2)$$

$V_{exc}$  : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

**Tableau VI.1:** Calcul du volume des déblais .

Tronçon	D (m)	b (m)	B (m)	h (m)	$S_{exc}$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	$V_{exc}$ (m <sup>3</sup> )
<b>F1 – point de jonction</b>	0,200	1,25	4,50	1,55	4,456	1720	<b>7 665</b>
<b>F2 – point de jonction</b>	0,150	1,2	4,35	1,5	4,162	1200	<b>4 995</b>
<b>point de jonction - réservoir</b>	0,250	1,25	4,20	1,45	3,9875	500	<b>1 976</b>
<b>réservoir - chateau</b>	0,300	1,3	4,20	1,45	3,9875	49800	<b>198 778</b>
<b>Total</b>							<b>213 214</b>

Donc le volume total des déblais est de : **213 214 m<sup>3</sup>**

**b) Lit de sable :**

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir figure VIII.1)

$$V_s = b * e * L \quad (III-3)$$

$V_s$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;

E : épaisseur du lit de sable, e = 15 cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VI.2.

**Tableau VI.2:** Calcul du volume du lit de sable.

Tronçon	b (m)	e (m)	L (m)	V (m <sup>3</sup> )
<b>F1 – point de jonction</b>	1,15	0,15	1720	<b>332.5</b>
<b>F2 – point de jonction</b>	1,05	0,15	1200	<b>260</b>
<b>point de jonction - réservoir</b>	1,25	0,15	500	<b>94</b>
<b>réservoir - chateau</b>	1,3	0,15	49800	<b>9 711</b>
			<b>Total</b>	<b>10 398</b>

Donc le volume du lit de sable est :  $V_s = 10\,398\text{ m}^3$

**c) Volume de la conduite :**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (\text{III-4})$$

$S_c$  : section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{III-5})$$

$V_c$  : volume de la conduite (m<sup>3</sup>) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VI.3.

**Tableau VI.3:** Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	$S_c$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	$V_c$ (m <sup>3</sup> )
<b>F1 – point de jonction</b>	0,200	0,049	1720	<b>85</b>
<b>F2 – point de jonction</b>	0,150	0,0314	1200	<b>38</b>
<b>point de jonction – réservoir</b>	0,250	0,039	500	<b>25</b>
<b>réservoir - chateau</b>	0,300	0,07065	49800	<b>3 519</b>
			<b>Total</b>	<b>3 667</b>

On prend le volume de la conduite :  $V_c = 3\,667\text{ m}^3$

### d) Remblais compacté :

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (III-6)$$

$V_r$  : volume du remblai

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

$V_{cond}$  : volume occupé par la conduite.

$V_s$  : volume du lit de sable.

A.N :  $V_r = 79\ 843 - 3\ 910 - 1\ 433 \Rightarrow V_r = 74\ 500\ m^3$

**Tableau VI.4** : Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité
<b>1</b>	Déblais	m <sup>3</sup>	<b>213 214</b>
<b>2</b>	Lit de sable	m <sup>3</sup>	<b>10 398</b>
<b>3</b>	La conduite Ø150	m	<b>85</b>
<b>4</b>	La conduite Ø200	m	<b>38</b>
<b>5</b>	La conduite Ø250	m	<b>25</b>
<b>6</b>	La conduite Ø300	m	<b>3 519</b>
<b>7</b>	Remblais	m <sup>3</sup>	<b>199 149</b>

### VI.2.2. Calcul des volumes des travaux des réservoirs :

Dans notre système d'adduction on a un seul réservoir de capacité de stockage de 300 m<sup>3</sup>

La profondeur d'excavation est de 2 m

- 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 ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,5\*0,4 m<sup>2</sup> ;
- 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 manœuvre 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 0,5m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m ;
- La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 3 ceintures ;
- 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>).

**i. Réservoir intermédiaire de 300 m<sup>3</sup> :**

Le réservoir a un diamètre intérieur de 12 m et une hauteur de 3m. la chambre de manœuvre a 3,5 m de longueur, 3 m de largeur et 3 m de hauteur.

**a) Calcul du volume des déblais :**

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left[ \left( \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L * l) \right] * h_{exc} \quad (III-7)$$

$V_d$  : volume total des déblais (m<sup>3</sup>) ;

$D_{exc}$  : diamètre d'excavation (m),  $D_{exc} = D_{ext} + 2$  ;

$D_{ext}$  : diamètre extérieur du radier du réservoir (m),  $D_{ext} = 18,6$  m ;

$L$  : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

$l$  : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

$h_{exc}$  : profondeur d'excavation (m),  $h = 2$  m.

$$A.N : V_d = \left[ \left( \frac{3,14 * 12^2}{4} \right) + (5 * 4) \right] * 2 \Rightarrow V_d = 266,1 \text{ m}^3$$

On prend un volume des déblais de **266.1 m<sup>3</sup>**.

**b) Calcul du volume du tout venant :**

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * e_{tv} \quad (III-8)$$

$V_{tv}$  : volume du tout venant (m<sup>3</sup>) ;

$e_{tv}$  : épaisseur de la couche du tout venant (m),  $e_{tv} = 0,3$  m ;

$$\text{A.N : } V_{tv} = \frac{3,14 * 12^2}{4} * 0,3 \Rightarrow \mathbf{V_{tv} = 33,91 \text{ m}^3}.$$

On prend un volume du tout venant de **34 m<sup>3</sup>**

### c) Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \quad \text{(III-9)}$$

$V_{bp}$  : volume du béton de propreté (m<sup>3</sup>) ;

$D_{bp}$  : diamètre de la couche du béton de propreté (m),  $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

$e_{bp}$  : épaisseur de la couche du béton de propreté (m),  $e_{bp} = 0,15$  m ;

$$\text{A.N : } V_{bp} = \frac{3,14 * 13,2^2}{4} * 0,15 \Rightarrow \mathbf{V_{bp} = 20,52 \text{ m}^3}.$$

On prend un volume du béton de propreté de **23 m<sup>3</sup>**

### d) Calcul du volume du 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 manoeuvre
- Ceintures supérieures des réservoirs;
- Coupoles des réservoirs;
- Poteaux de la chambre de manoeuvre;
- Ceintures de la chambre de manoeuvre;
- Chape de la chambre de manoeuvre;
- Dalle de la chambre de manoeuvre;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- Maçonnerie de la chambre de manoeuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi * (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \quad \text{(III-10)}$$

Avec :

$D_{ext}$  : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

$D_{int}$  : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VI.5.

**Tableau VI.5** : Calcul du volume du béton armé du réservoir de 300 m<sup>3</sup>.

Eléments	D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>int</sub> (m)	H (m)	V <sub>ba</sub> (m <sup>3</sup> )
<b>Radiers</b>	12,6	-	0,45	56,11
<b>Voiles</b>	12,7	12	4	54,32
<b>Ceintures supérieures</b>	13	12	0,5	9,81
<b>Acrotères</b>	13	12,64	0,3	2,19
<b>TOTAL : 122,41</b>				

### \* Coupoles

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + (D/2)^2}{2 * f} \quad \text{(III-11)}$$

R : rayon de la coupole (m) ;

D : diamètre du réservoir (m), D = 12 m ;

f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c \quad \text{(III-12)}$$

V<sub>c</sub> : volume du béton armé de la coupole (m<sup>3</sup>) ;

e<sub>c</sub> : épaisseur de la coupole (m), e<sub>c</sub> = 0,1 m.

$$\text{A.N : } R = \frac{1,5^2 + (12/2)^2}{2 * 1,5} \Rightarrow \mathbf{R = 12,75 \text{ m}}$$

$$\text{Ainsi : } V_c = 2 * 3,14 * 12,75 * 1,5 * 0,1 \Rightarrow \mathbf{V_c = 12,01 \text{ m}^3}$$

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que 122,41 + 12,75 soit 135,16 m<sup>3</sup>, que l'on majore à **136 m<sup>3</sup>**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau VI.6.

**Tableau VI.6** : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m <sup>3</sup> )
Chape inférieure	3,5	3	0,07	1	0,735
Voiles	3,5	0,2	1	3	1,05
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long.	3,5	0,3	0,3	3	0,945
Ceintures inf. larg.	3	0,3	0,3	3	0,81
Ceintures sup.long.	3,5	0,3	0,3	3	0,945
Ceintures sup.larg.	3	0,3	0,45	3	1,215
Dalle supérieure	3,5	3	0,07	1	0,735
<b>TOTAL : 7,78</b>					

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 7,78 m<sup>3</sup>, que l'on majore à **8 m<sup>3</sup>**.

Conclusion

Le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera de 144 m<sup>3</sup>.

**e) Calcul du 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.

$$V_r = \frac{\pi * (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h \quad \text{(III-13)}$$

V<sub>r</sub> : volume du remblai compacté (m<sup>3</sup>) ;

D<sub>ext</sub> : diamètre extérieur du réservoir (m), D<sub>ext</sub>=12,6 m ;

h : profondeur d'excavation (m), h = 2 m

$$\text{A.N : } V_r = \frac{3,14 * (14,6^2 - 12,6^2)}{4} * 2 \Rightarrow V_r = 85,45 \text{ m}^3$$

On prend un volume de remblai de **86 m<sup>3</sup>** ;

**f) Calcul du volume de la maçonnerie :**

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30\*20 cm\*cm.

les chicanes ont une longueur totale d'environ 12 m et une hauteur de 2,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de :  $12 \times 2,6$  soit : **32 m<sup>2</sup>**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que  $[(3,5 \times 2) + 3] \times 2,5$  soit **25 m<sup>2</sup>**

La surface totale de la maçonnerie du réservoir et de la chambre de manœuvre est telle que  $32 + 25$  soit **57 m<sup>2</sup>**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m<sup>2</sup> (0,30\*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 950 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **970 briques**.

**Tableau VI.7** : Volumes de travaux du réservoir 300 m<sup>3</sup>

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	266
2	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	86
3	Tout venant	m <sup>3</sup>	34
4	Béton de propreté	m <sup>3</sup>	23
5	Béton armé du radier des réservoirs	m <sup>3</sup>	56,11
6	Béton armé des voiles des réservoirs	m <sup>3</sup>	54,32
7	Béton armé des ceintures supérieures des réservoirs	m <sup>3</sup>	9,81
8	Béton armé de la coupole	m <sup>3</sup>	12,01
9	Béton armé de dalle de la chambre de manœuvre	m <sup>3</sup>	1,4
10	Béton armé des poteaux	m <sup>3</sup>	1,08
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manœuvre	m <sup>3</sup>	5,4
12	Béton armé des voiles de la chambre de manœuvre	m <sup>3</sup>	1,5
13	Béton légèrement armé de la chape de la chambre de manœuvre	m <sup>3</sup>	1,4
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m <sup>3</sup>	3,19
15	Maçonnerie (briquetage)	u	970

### **VI.3. Calcul des coûts des travaux :**

Les coûts des travaux de l'adduction et de réservoir sont mentionnés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.8:** Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m <sup>3</sup>	213 214	300	63 964 200
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	10 398	800	8 318 400
3	La conduite Ø150	m	85	6810	578 850
4	La conduite Ø200	m	38	5375,2	203 573
5	La conduite Ø250	m	25	4530,9	113 272
6	La conduite Ø300	m	3 519	3830,3	13478825
7	Remblais	m <sup>3</sup>	199 149	400	79 659 600
<b>Montant</b>					<b>93 138 425</b>

Le coût des travaux de l'adduction est de : **93 138 425,00 DA**

**Tableau VI.9:** Coût des travaux du réservoir tampon .

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	DA
1	Déblais	m <sup>3</sup>	266	300	79800
2	Tout venant	m <sup>3</sup>	34	600	20400
3	Béton de propriété	m <sup>3</sup>	23	8000	184000
4	Béton armé	m <sup>3</sup>	141,63	35000	4957050
5	Béton légèrement armé	m <sup>3</sup>	1,4	19000	26600
6	Remblais compacté	m <sup>3</sup>	86	400	34400
7	Maçonnerie	u	970	40	38800
				<b>Montant</b>	<b>5341050</b>

Le coût des travaux du réservoir intermédiaire est de : **5 341 050,00 DA**

On note le coût de l'ensemble des travaux dans le tableau VI.10.

**Tableau VI.10** : Bilan des coûts total.

Coût de l'adduction.	<b>93 138 425,00 DA</b>
Coût des réservoirs	<b>5 341 050,00 DA</b>
Coût de l'ensemble du projet.	<b>98 479 475,00 DA</b>

**Conclusion** : Le coût global du projet est estimé à **98 479 475,00 DA**

### **VI.4. 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 evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourue par un flux qui est le temps, et le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode à été élaborer en 1958 par les Américains.

#### **a) Adduction** :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VI.11.

**Tableau VI.11** : temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Décapage	6
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

b) **Réservoirs :**

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VI.12.

**Tableau VI.12:** temps de réalisation des opérations du réservoir.

Notation	Opération	Durée (jour)
BC	Excavation	6
BD	Pose du tout venant	2
BE	Coulage du béton de propreté.	1
BF	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manoeuvre.	60
BG	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
BH	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manoeuvre	25
BI	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manoeuvre	60
BJ	Remblayage et compactage.	2
BK	Maçonnerie et finition générale.	30
BL	Evacuation des débris et nettoyage	2

### VI.4.1. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

#### a) Adduction :

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VI.13.

**Tableau VI.13 :** tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction.

opérations	précède	Succède	opérations	précède	succède
O	P,S	---	W	AB,X	W
P	T,Q	O	X	AC,Y	W,T
Q	U,R	P	Y	AD,Z	X,U
R	V	Q	Z	AE	Y,V
S	W,T	O	AB	AC	W
T	X,U	S,P	AC	AD	AB,X
U	Y,V	T,Q	AD	AE	AC,Y
V	Z	Y,V	AE	---	AD,Z

## Chapitre VI : Organisation de chantier

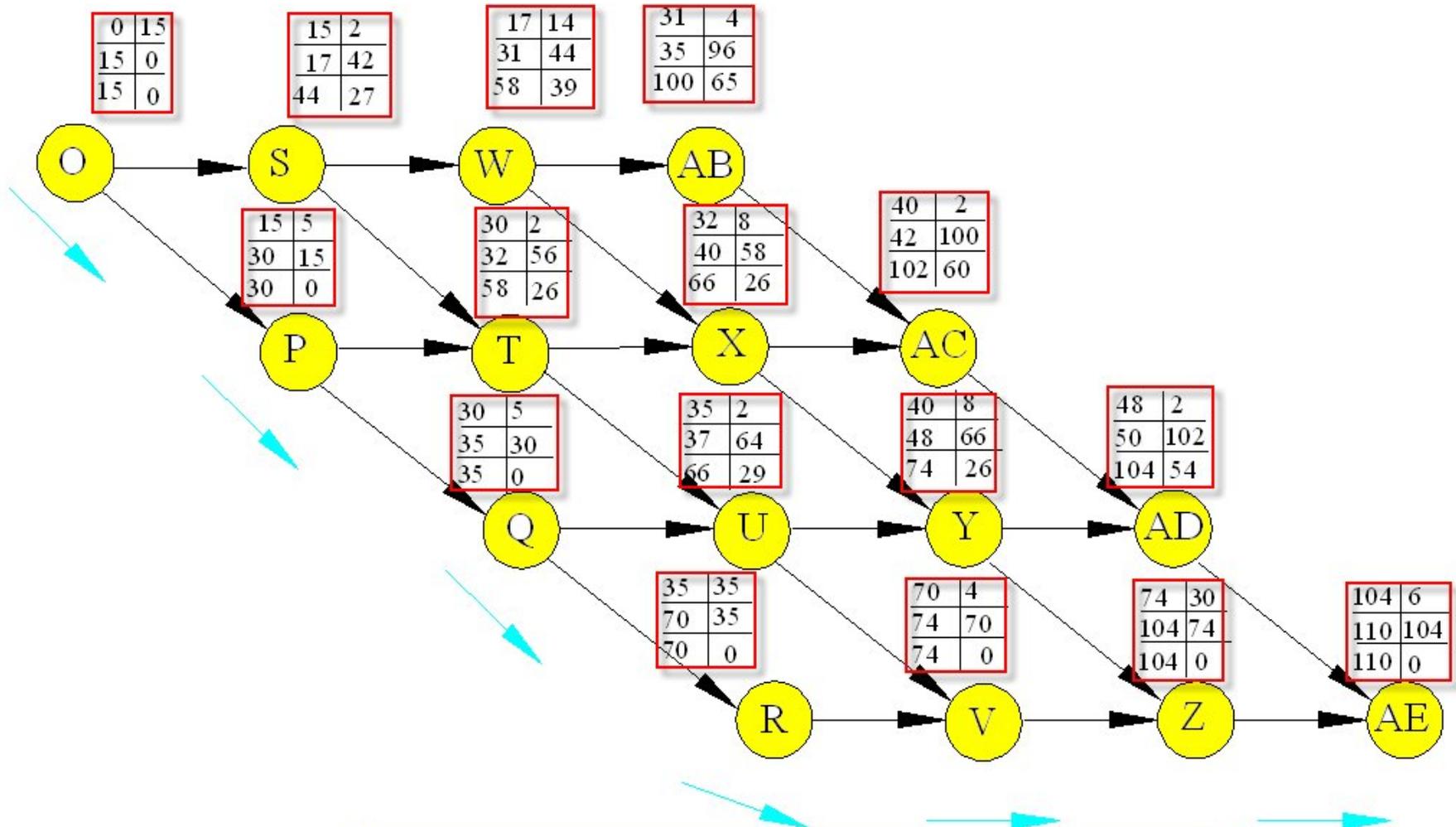
---

Le réseau à nœuds est représenté sur la figure VI.2 où les dates de commencement et de finitions au plus tôt et les dates de commencement et de finitions au plus tard et bien sur les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés.

Les flèches vertes portées sur la figure VI.2 représentent le chemin critique du réseau.

### Conclusion :

Le temps de réalisation de l'ensemble du projet est de **110 jours**, soit **environ 4 mois**.



Réseau à noeuds de l'adduction

Figure VI.2: Réseaux à noeuds (méthode CPM) de l'adduction et le réservoir

### **VI.5. Engins :**

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit 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 dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

#### **VI.5.1. Pelle hydraulique :**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement 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.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci après)



**Figure VI.3 :** Pelle hydraulique

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

#### **VI.5.2. Dozer :**

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers et de nombreux conducteurs se sont exercés à la conduite de ces engins. Ainsi tout terrassement doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

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 VI.4** : Bulldozer

### **VI.5.3. 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 VI.5**: Chargeur

#### **VI.5.4. 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.

### **Conclusion**

Dans notre travail, on a déterminé le devis général de réservoir et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux, puis nous avons établie une estimation du coût approximatif global de l'ensemble des travaux envisagés.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet.

Pour la réalisation d'ouvrage quelconque, il serait irrationnel de ne pas suivre l'ensemble des étapes précédemment citées (décomposition en tâches et ordonnancement...) vu l'importance des ouvrages à réaliser et le gain de temps donc d'argent que ces méthodes de conduite de chantier peuvent apporter.

## CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains objectifs à savoir l'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon 2032, dont la population de toute la zone d'étude atteindra 22196 habitants.

L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 4541.21 m<sup>3</sup>/j à partir des deux forages situés à une distance de 50 KM de la ville .

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés, et l'emplacement du réservoir tampon est choisi de tel sort à assurer une alimentation gravitaire .

L'importance de la longueur de l'adduction gravitaire (50Km) et la nature du relief qui est peu accidenté nous exige de protéger la conduite contre la corrosion et certain phénomènes qui peuvent détériorer la conduite au moyen des différentes accessoires .

Le long du réseau d'adduction, on place des ventouses à chaque point haut pour chasser les bulles d'air qui peuvent survenir à l'intérieur de la conduite, et des vidanges au niveau des points bas.

En fin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant projet à une étude détaillée afin de garantir une alimentation en eau potable sans aucune interruption, et qu'il soit un guide bibliographique pour les promotions à venir.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] : **DH** de la wilaya de Djelfa : service des ressources en eau+service d'AEP.
- [2] : **URBATIA** de la wilaya de Djelfa.
- [3] : **PDAU** ( plan d'aménagement urbain de la W de Djelfa ).
- [4] : cours d'approvisionnement en eau potable, École inter-états d'ingénieur de l'équipement rural /Burkina Faso, Novembre 2003, par **DENIS ZOUNGRANA** chargé de cours aep.
- [5] : **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième année, p.11, 27, 29,72, 78, 78a, 140+polycopies.
- [6] : **SEMASSEL, Seif Eddine**. Renforcement des réseaux d'alimentation en eau potable du Couloir sud de Skikda : communes d'El-hadaik, Bouchtata Et L'Université W. SKIKDA. 2011. Mémoire. Hydraulique. ENSH. 2011.
- [7] : publications de « S a v o i r - f a i r e » par **K S B**, v o l u m e 1: le coup de béliet.
- [8] : document télécharger de: **www.spgs.be** site internet de : SAINT- GOBAIN PAM canalisation.
- [9] : chapitre 04 de la publica or **Taper Pipe Thread** par : L'American *Standard Association*.
- [10]: **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édi on T.I., p.C5195- 10, 15, 16,17, 18, 25.
- [11] : cours d'organisation de chantier de la cinquième année, par **Mr. BELOUAKLI**.

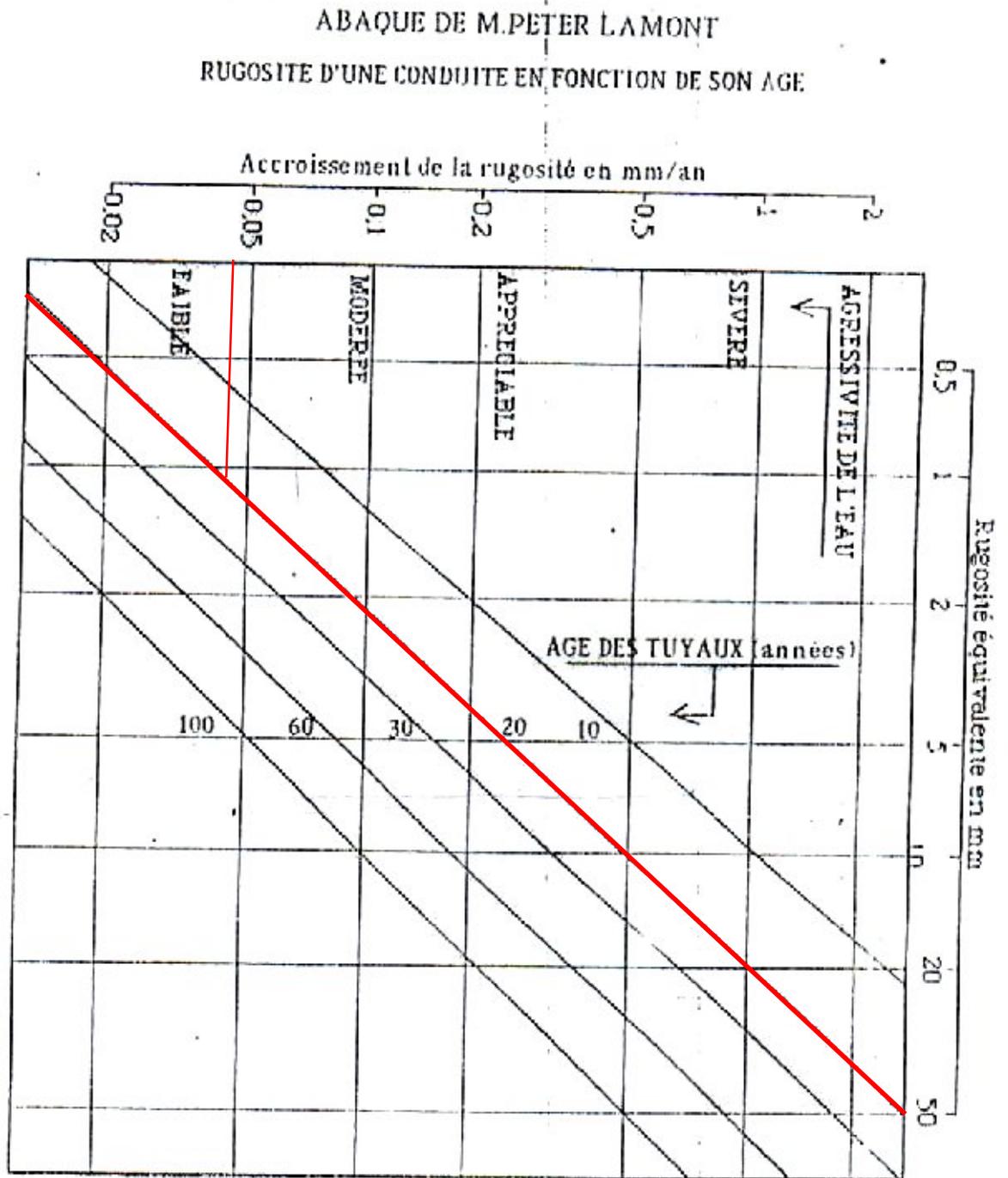
### Catalogue :

**SAINT- GOBAIN pipe Systems** « Tuyaux pour l'adduction d'eau potable ».

# *ANNEXES*

# Annexe I

Annexe I-1: Abaque de M.PETER LAMONT (Rugosité d'une conduite en fonction de son âge)



## Annexe II

*Annexe II-1: la fraction horaire du débit maximum journalier.*

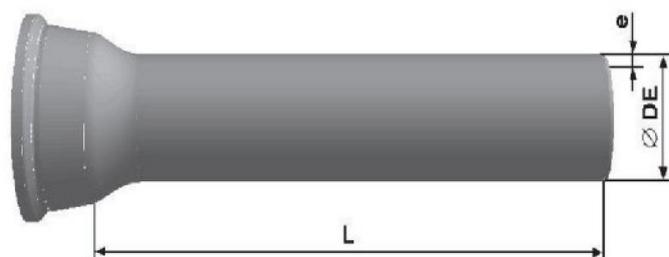
Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
<b>Total</b>	100%	100%	100%	100%	100%

(Source : Le catalogue de SALAH.B)



## Tuyaux en fonte ductile, NATURAL

DN 60 - 600



DN mm	L m	DE mm	e fonte		Masse moy. par tuyau kg	Masse moy. métrique kg	prix du ml en DA
			C40 mm	C30 mm			
60	6	77	4,8	-	59,5	9,92	1365,5
80	6	98	4,8	-	77,4	12,9	1705,5
100	6	118	4,8	-	94,3	15,7	1955,5
125	6	144	4,8	-	116,4	19,4	2245,5
150	6	170	5,0	-	143,1	23,9	2605,5
200	6	222	5,4	-	200,4	33,4	3190,3
250	6	274	5,8	-	263,2	43,9	3830,3
300	6	326	6,2	-	332,9	55,5	4530,9
350	6	378	-	6,3	407,6	67,9	5375,2
400	6	429	-	6,4	475,7	79,3	6810
450	6	480	-	6,9	562,0	93,7	8300,1
500	6	532	-	7,4	659,3	109,9	9840,4
600	6	635	-	8,6	894,7	149,1	11460,7

Tolérances: voir norme NBN EN 545

**Joints disponibles:**

*Non verrouillé:* DN 60 – 600 Standard  
DN 80 – 300 Tyton

*Verrouillé:* DN 60 – 600 Standard Vi  
DN 80 – 300 Tyton Sit ou Tyton Sit +  
DN 350 – 600 Standard V+i  
DN 350 – 600 Standard Ve  
DN 350 – 600 Universal Standard Vi  
DN 350 – 600 Universal Standard Ve