

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Etude du système d'alimentation en eau potable de la localité  
d'El Aioun (w. Tarf) .**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0011-19

APA Citation ( APA توثيق ):

**Hadid, Ghozlane (2019). Etude du système d'alimentation en eau potable de la  
localité d'El Aioun (w. Tarf)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: conception des systèmes d'alimentation en eau potable**

### **THEME :**

ETUDE DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA LOCALITE D'EL-AIOUN (W.Tarf)

**Présenté par :**

**HADID Ghozlane**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
MEDDI Hind	M.C.A	Président
DJELLAB Mohamed	M.C.A	Examinateur
KHALED/HOULI Samia	M.A.A	Examinatrice
SALHI Chahrazed	M.A.A	Examinatrice
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Promoteur

**Session Septembre 2019**

# Remerciements

*A l'issu de ce travail, je remercie tout premièrement à DIEU tout puissant pour la volonté, la santé et la patience, qu'il m'a donné durant toutes ces longues années.*

*Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à :*

- ❖ Mon promoteur Mr AMMARI Abdelhadi pour sa compréhension, ses encouragements, son soutien moral et scientifique accordé tout au long de ce travail.*
- ❖ L'ensemble des enseignants pour l'aide qu'ils m'ont apporté et pour leur savoir, leur patience, leur générosité durant mon cycle d'étude*
- ❖ Tous ceux et celles de près ou de loin qui m'ont aidé d'une part ou d'une autre à élaborer mon travail.*

*Il me reste à ne pas oublier de remercier tant de personnes, que je ne peux nommer, de peur d'en oublier ; que toutes sachent qu'elles sont bien présentes dans mon esprit et dans mon cœur*

*Mes respects aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier et d'examiner mon étude.*

**Merci**

**HADID GHOZLANE**

# *Dédicace*

*Je dédie ce travail :*

*Avant tout à mes chers parents Farouk et Houria,  
qui m'ont soutenus durant toutes ces années de  
formation.*

*À tous mes proches de la famille HADID et plus  
particulièrement, ma sœur Nour el houda À tous  
mes chers amis et mes collègues de*

*l'ENSH -BLIDA-.*

*En un mot à tous les gens qui ont contribué ma  
réussite de près ou de loin.*

*HADID GHOZLANE*

## ملخص:

مذكرة نهاية الدراسة تهدف إلى تزويد التجمع السكاني لمنطقة العيون ولاية الطارف بمياه الشرب. عبر هذه الدراسة تم انجاز شبكة توزيع المياه الصالحة لشرب للمنطقة المعنية حيث اشتملت هذه الأخيرة على عدة مراحل ، في أول الأمر حاولنا إعطاء نظرة عامة حول المنطقة من أجل تقييم حاجيات السكان، التطور الديموغرافي ،البنيات التحتية(الخزانات وشبكة التوزيع). بعد ذلك تطرقنا إلى انجاز شبكة توزيع جديدة من أجل تلبية حاجيات السكان المتزايدة للماء (أفق 2050 ) من حيث الكم والنوع. و في آخر الأمر قمنا بإعطاء اقتراحات و حلول لمختلف المشاكل التي واجهناها و بذلك تم تحسين الخدمات المطلوبة من حيث مياه الشرب للمنطقة.

## Résumé :

Notre mémoire de fin d'étude a pour but l'alimentation en eau potable de l'agglomération de la commune EL-AIOUN wilaya de TAREF. Cette présente étude vise à projeter un réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération d'EL-AIOUN, ce dernier a été élaboré en plusieurs étapes, en premier on a traité la situation actuelle de la ville de façon à ressortir les besoins en eau potable, l'évolution démographique, l'état de ses ouvrages hydrauliques tels que les réservoirs de stockage et le fonctionnement du réseau actuel, en suite on s'est consacré uniquement à l'élaboration et au développement du nouveau réseau d'AEP de façon à mieux desservir les habitants. En suite on a fait la simulation hydraulique de notre réseau a fin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population (à l'horizon2050).Enfin on a donné des recommandations et solutions des problèmes rencontrés pour améliorer mieux l'alimentation en eau potable de la ville et satisfaire les différents consommateurs .

## Abstract:

The memoir of our last studies take on purpse the water supply of the agglomeration EL-AIOUN (Taref ). This latter ame to project a network of water supply , it has been elaborated in many steps, first we treated the current situation of the city in ordre to take out again the need in water, the demographique evolution,the state of hydraulics substructures such as tanks and the curent network working, and then we only consecrated at the achievement and the developpement of aep network in the way to butter disturbed the water to population ,then we did the hydraulique simulation of our network in order to reply qualitatively and quantitatively at the growing needs of the population (at the horizon 2050). At least we gave recommendations and solutions of the problems met to ameliorate better the water supply of the city and satisfy subscribers.

# Sommaire

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

I.1 Introduction :	14
I.2. Situation géographique :	14
Figure I.1	14
I.3. Situation topographique :	15
I.4.Situation climatologique :	16
I.4.1. Le climat :	17
I.4.2.Température :	17
I.4.3.Humidité :	17
I.4.4.Pluviométrie :	17
I.4.5.Vents :	18
I.5 Géologie :	18
I.6 Sismicité :	18
I.7.1.Population :	19
I.8.1.Source d'alimentation :	19
I.8.2.Ouvrages de stockage :	19
I.9.Réseau de distribution :	19
I.10.Conclusion :	20

## Chapitre II : Estimation des besoins

II.1.Introduction :	22
II.2.Evolution de la population :	22
II.3.Catégorie des besoins en eau potable :	22
II.3.1. Besoins domestiques :	22
II.3.2.Besoins incendies :	22
II.3.3.Besoins sanitaires :	22
II.3.4.Besoins publics :	23
II.4. Estimation des besoins :	23
II.4.1.Choix de la norme unitaire de la consommation :	23
II.4.2.Détermination de la consommation moyenne :	23
II.5.Calcul des besoins en eau :	23
II.5.1.Besoins domestiques :	24

II.5.2.Besoins scolaires .....	23
II.5.3.Besoins sanitaires .....	23
II.5.4.Besoins socioculturels .....	23
II.5.5.Besoins commerciaux .....	24
II.5.6.Besoins administratifs .....	24
II.5.7.Fuite et gaspillage : .....	24
II.6.Consommation en eau totale moyenne : .....	24
II.7.Variation de la consommation : .....	24
II.8.Etude de variation des débits journalier : .....	25
II.9. Etude de la variation des débits horaires : .....	26
II.9.1. La détermination de débit de pointe : .....	26
II.10.Conclusion : .....	26

### **Chapitre III : Etude des variantes du réseau d'alimentation en eau**

III.1.Introduction : .....	27
III.2.Classification des réseaux de distribution : .....	27
III.2.1.Le réseau maillé : .....	27
III.2.2.Le réseau ramifié : .....	27
III.2.3.Réseaux étagés : .....	27
III.3.Conception d'un réseau : .....	27
III.4.Choix du type de matériaux : .....	27
III.5.Proposition de la variante : .....	28
III.6.Détermination des débits de dimensionnement Pour l'horizon 2050.....	28
III.6.1.Cas de pointe : .....	28
III.6.1.1.Débit en route : .....	28
III.6.1.3.Le débit route pour chaque tronçon .....	28
III.6.1.4.Débits aux nœuds (nodaux) : .....	29
III.6.2.Cas des heurs creuses : .....	30
III.6.2.1.Débit en route .....	30
III.6.2.2.Le débit spécifique.....	30
III.6.2.3.Le débit route pour chaque tronçon .....	31
III.6.2.4.Débits aux nœuds (nodaux) : .....	31
III.6.3.Cas de pointe plus incendie : .....	32
III .7.Simulation du réseau par le logiciel WATER CAD : .....	33

III.7.1.Description du logiciel WATER CAD : .....	33
III.7.2.Fonction et application : .....	33
III.7.3.Résultat de la simulation du réseau a l’horizon 2050 : .....	33
III.9.Conclusion.....	62

#### **Chapitre IV : Etude de stockage**

IV.1.Introduction : .....	64
IV.2. Les rôles des réservoirs : .....	64
IV.3.Emplacement des réservoirs : .....	64
IV.4.Classification des réservoirs : .....	65
IV.5.Aménagements interne des réservoirs : .....	65
IV.6.Équipements des réservoirs : .....	66
IV.7.Recommandations diverses : .....	67
IV.8.Capacité de réservoir : .....	67
IV.8.1.La méthode graphique : .....	67
IV.8.2.La méthode analytique : .....	67
IV.9.Besoins en stockages : .....	69
IV.10.Bilan de stockage : .....	69
IV.11.Conclusion : .....	69

#### **Chapitre V : Etude d'adduction et de pompage**

<b>V.A Etude d’adduction</b> .....	71
V.1.Introduction: .....	71
V.2Définition: .....	71
V.3.Classification : .....	71
Adduction gravitaire : .....	71
Adduction mixte : .....	71
V.4.Matérial des conduites : .....	71
V.4.1.Tuyaux en fonte ductile : .....	72
V.4.2.Poly éthylène : .....	72
Les qualités principales de ce tuyau sont : .....	72
V.4.3.L’acier : .....	73
V.5.Choix du matériau : .....	73
V.6.Proposition de la variante : .....	73
V.7.Etude technico-économique de l’adduction : .....	73
V.7.1.Etude de l’adduction par refoulement : .....	73
V.7.2.Etude de l’adduction gravitaire : .....	76

V.7.3.Détermination de diamètre économique des conduite de refoulement :.....	77
V.8.Conclusion:.....	84
V.8.Introduction: .....	85
V.9.Choix de la pompe :.....	85
V.10.Point de fonctionnement de la pompe : .....	85
V.11.Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement :.....	85
V.12.Station de pompage OUM-ETBOUL :.....	86
V.12.1.Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement :.....	87
V.13.Station de pompage EL-BAYADA :.....	88
V.13.1.Refoulement SPBAYADA –RV2*150m <sup>3</sup> :.....	88
V.13.2.Refoulement SPBAYADA –RV80m <sup>3</sup> :.....	90
V.14.Conclusion : .....	92
<b>Chapitre VI : Protection de la conduite</b>	
VI.1.Introduction :.....	94
VI.2Définition du coup de bélier : .....	94
VI.3.La protection des conduites contre le coup de bélier .....	94
VI.3.1.Causes de coup de bélier : .....	94
VI.3.2.Les risques dus au coup de bélier .....	94
VI.3.3Description du phénomène .....	94
VI.3.4.Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier : .....	96
VI.4.Dimensionnement des réservoirs d'air : .....	97
VI.5.Volume du réservoir d'aire par la méthode de PEUCH ET MEUNIER : .....	98
VI.5.1.Protection de la conduite en refoulement contre la dépression :.....	98
VI.5.2.Protection contre la surpression : .....	102
VI.6.Conclusion :.....	103
<b>Chapitre VII : Management du projet</b>	
VIII.1.Introduction .....	105
VIII.2 Les différents types de pose des canalisations .....	105
VII.3.Les différents travaux de mises en place des canalisations : .....	105
VII.3.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :.....	105
VII .4. EVALUATION DU PROJET : .....	110
VII .5.1 Devis estimatif et quantitatives .....	110
VII.6.Conclusion :.....	111
Conclusion générale .....	112
Référence bibliographique .....	114
Annexes	

# Liste des tableaux

## Chapitre I :

Tableau I.1: Températures moyennes mensuelles en C° .....	2
Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles en C° .....	2
Tableau I.3: Vitesses moyennes mensuelles des vents en m/s. ....	3

## Chapitre II :

Tableau II.1: Evolution de population .....	5
Tableau II.2 :besoins domestiques.....	6
Tableau II.3 :besoins scolaires.....	7
Tableau II.5 : besoins socioculturels.....	7
Tableau II.6 : besoins commerciaux.....	7
Tableau II.7 : besoins administratifs .....	8
Tableau II.8 : consommation en eau totale moyenne .....	8
Tableau II.9 : consommations maximales journalières .....	10
Tableau II.10 : variations des débits horaire .....	10

## Chapitre III :

Tableau III.1 : Les débits nodaux .....	14
Tableau III.1 : Les débits nodaux (suite) .....	15
Tableau III.1 :débit spécifique dans les heurs creuse .....	17
Tableau III.1 : les débits nodaux .....	17
Tableau III.1: les débits nodaux.....	19
Tableau III.1: Les débits nodaux .....	21
Tableau III.1 :L'état des nœuds.....	23
Tableau III.3: L'état des tronçons.....	24
Tableau III.6:L'état des tronçons (suite) .....	25
Tableau III.13 : L'état des nœuds .....	35
Tablea III.14 :état des nœuds (suite) .....	36
Tableau III.15: L'état des tronçons .....	36
Tableau III.16: L'état des tronçons (suite) .....	37
Tableau III.19:Etat des nœuds. ....	41
Tableau III.20:L'état des nœuds (suite). ....	42
Tableau III.21: L'état des tronçons .....	43
Tableau III.23: L'état des tronçons (suite).....	45

#### Chapitre IV :

Tableau IV.1 : Détermination de la capacité de stockage totale .....	53
Tableau IV.1 : Besoins en stockages. ....	54
Tableau IV.2 : Bilan de stockage .....	54

#### Chapitre V :

Tableau V.1 : Coefficients K', m, pour différents types de tuyau.....	60
Tableau V.2: Calcul de la HMT du tronçon SP OUM ETBOUL- RV100 m3 .....	61
Tableau V.3: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP OUM ETBOUL-RV1000 .....	62
Tableau V.4 : Calcul des frais d'exploitation du SP OUM ETBOUL-RV1000 m3.....	62
Tableau V.5 : Bilan du tronçon SP OUM ETBOUL-RV1000m3 .....	62
Tableau V.6 : Calcul de la HMT du tronçon SP BAYADA-RV 2*150m3.....	63
Tableau V.7: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP BAYADA-RV2*150m.....	64
Tableau V.8: Calcul des frais d'exploitation du SP BAYADA- RV2*150m3.....	64
Tableau V.9: Bilan du tronçon SP BAYADA- RV 2*150m3.....	64
Tableau V.10: Calcul de la HMT du tronçon SP BAYADA-RV 80sm3 .....	65
Tableau V.11: Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP BAYADA-RV80m3 .....	66
Tableau V.12: Calcul des frais d'exploitation du SP BAYADA -RV80m3 .....	66
Tableau V.13 : Bilan du tronçon SP BAYADA-RV80m3.....	66
Tableau V.14: représente les caractéristiques de la conduite gravitaire (Tronçons RV1000m3 SP BAYADA) .....	67
Tableau V.15 : les caractéristiques des pompes .....	70
Tableau V.16 : les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	71
Tableau V.17 : les caractéristiques des pompes .....	72
Tableau V.18 : les caractéristiques de la conduite de refoulement .....	73
Tableau V.19 : les caractéristiques des pompes.....	74
Tableau V.20 : les caractéristiques de la conduite de refoulement.....	74

#### Chapitre VI :

Tableau VI.1 : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement...	82
Tableau VI.2 : Détermination des valeurs K pour chaque tronçon.....	82
Tableau VI.3 : Détermination des valeurs A pour chaque tronçon.....	82
Tableau VI.4 : Détermination du B pour le tronçon SPOUM ETBOUL-RV100m3.....	83
Tableau VI.5 : Détermination du B pour le tronçon: SP Bayada-RV2*150 côte.....	83
Tableau VI.6 : Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.....	84
Tableau VI.7 Calcul des volumes d'air maximal pour chaque tronçon.....	84
Tableau VI.8: Choix des réservoirs d'air à volume normalisé pour chaque tronçon.....	84
Tableau VI.9 : les volumes du réservoir d'air normalisés .....	84
Tableau VI.11: résultats tirés de l'abaque de Dubin et Guéneau Tronçon.....	85

Chapitre VII :

Tableau VII.1 :volume déblai et volume décapé .....	88
Tableau VII.2 : volume remblais et du sable .....	89
Tableau VII.3 : Devis estimatif et quantitatives de canalisation .....	92

# Liste des figures :

## Chapitre I :

Figure I.1 : carte de la situation géographique de El-Aioun .....	1
Figure I.2 : précipitation .....	3

## Chapitre III :

Figure III.3 : L'état des nœuds .....	33
Figure III.4: L'état des tronçons.....	34
Figure III.5: L'état des nœuds .....	39
Figure III.6 :L'etat des tronçons .....	40
Figure III.8 :l'état des tronçons.....	47

## Chapitre IV :

Figure IV.1 : Les chicanes .....	51
Figure IV.2 : Les équipements de réservoirs.....	51

## Chapitre V :

Figure V.1: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Tronçon SP OUM ETBOUL RV1000m3).....	63
Figure V.2: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Tronçon SP BAYADA- RV2*150m3) .....	65
Figure V.3: Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation (Tronçon SPBAYADA- RV80m3) .....	67
Figure V.4: les courbes caractéristiques de la pompe choisie .....	70
Figure V.5 :la courbe caractéristique de la pompe(H-Q) et la conduite (Hc-Q).....	71
Figure V.6: les courbes caractéristiques de la pompe choisie .....	72
Figure V.7: la courbe caractéristique de la conduite et la Courbe caractéristique de la pompe .....	73
Figure V.8: les courbes caractéristiques de la pompe choisie .....	74
Figure V.9: la courbe caractéristique de la pompe et la courbe de la conduite.....	75

## Chapitre VI :

Figure VI.1 .....	77
Figure VI.2 .....	77
Figure VI.3 .....	78
Figure VI.4 .....	78

Figure.VI.05 : Profil en long et l'enveloppe des dépressions..... 81

Chapitre VII :

Figure VII.1: Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire..... 88

Figure VII.2: Pelle hydraulique .....90

Figure VII.3: Chargeur .....90

Figure VIII-13 :schéma du réseau à nœud .....96

## *Liste des planches :*

PLANCHE N°1 : Plan de masse de la commune EL-AIOUN

PLANCHE N°2 : Réseau de distribution de la commune EL-Aioun

PLANCHE N°3 : Profile en long de la conduite gravitaire RV-SP Bayada

PLANCHE N°4 : Schéma vertical de système d'AEP de la commune EL-Aioun

PLANCHE N°5 : Plan de réservoir de tête 1000 m<sup>3</sup>.

PLANCHE N°6 : Les accessoires dans un système d'AEP.

# **Introduction générale**

## **Introduction général :**

L'eau est un élément vital pour la survie et le développement social et économique du pays, il est parmi les richesses naturelles les plus précieuses du monde.

L'approvisionnement en eau potable est l'un des services les plus indispensables dans l'échelle de développement des sociétés, dont le fonctionnement efficace est d'une importance primordiale pour permettre leur croissance et une réalisation significative de leurs plans et objectifs

L'objectif de ce modeste travail est l'étude de système d'alimentation en eau potable de la commune EL-AIOUN (wilaya EL-TAREF) .Pour cela nous allons :

- Tout d'abord, faire une estimation des besoin et la détermination de la variation des débits
- Ensuite, projeter et dimensionner le réseau de distribution après avoir vérifier le stockage des eaux
- Par ailleurs, dimensionnement d'une façons technico-économique les ouvrages nécessaire et assurer la protection de ces ouvrages
- Enfin, les perspectives pour un bon déroulement et organiser des travaux.

Et nous terminerons, notre travail par une conclusion générale.

# **Chapitre I :**

# **Présentation de la**

# **zone d'étude**

### I.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est de présenter les différentes données qui sont nécessaires à l'élaboration du projet d'AEP de ladite commune. Ces données que nous devons collecter concernent les caractéristiques de la structure de l'agglomération notamment le plan de masse, celles de la population ainsi que la situation hydraulique du système actuel la source d'eau. D'autres données seront prises également en considération pour mener à bien le projet d'AEP afin de satisfaire les besoins en eau des différentes catégories de consommateurs.

### I.2. Situation géographique :

La commune d'El-Aioun, fait partie de la wilaya d'El taref. Elle est administrativement limitée par :

- ◆ **Au Nord** : par commune Souarakh.
- ◆ **A l'Est** : par commune Raml souk et lac Tonga.
- ◆ **Au Sud** : par la frontière tunisienne.
- ◆ **A l'Ouest** : par la frontière tunisienne.

La commune El-Aioun est située au Nord-ouest de la ville El- Kala (chef-lieu de daïra ) a environ 20km.



Figure I.1 : carte de la situation géographique de El-Aioun (Source : Google Maps)

### I.3. Situation topographique :

La commune El-Aioun est caractérisée par un relief dont la pente est moyenne. L'altitude atteint 263 m. Elle est située à une Latitude de 36° 52' 15" Nord et une Longitude de 8° 35' 47" Est.

### I.4.Situation climatologique :

#### I.4.1. Le climat :

Le climat de la région est tempéré et chaud. L'hiver à El Aioun se caractérise par des précipitations plus importantes qu'en été. D'après Köppen et Geiger, le climat y est classé Csa. La température moyenne annuelle à El Aioun est de 17.1 °C. Chaque année, les précipitations sont en moyenne de 929 mm

#### I.4.2.Température :

Les relevés de températures ont été effectués à partir de la station climatologique, situées près du site d'étude.

Le tableau I.1 illustre les différentes températures de la station sur dix (10) ans (2000-2010).

**Tableau I.1: Températures moyennes mensuelles en C°**

moi	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	At	Moy
Température	23.	19.1	14.4	10.	9.5	10.1	12	14.4	17.8	22.2	25.2	26	17.1

(Source :ANRH Annaba)

#### I.4.3.Humidité :

Le tableau montre que la variation au cours de l'année en général est peu significative au niveau de la station des Salines avec de faibles variations hivernales et estivales

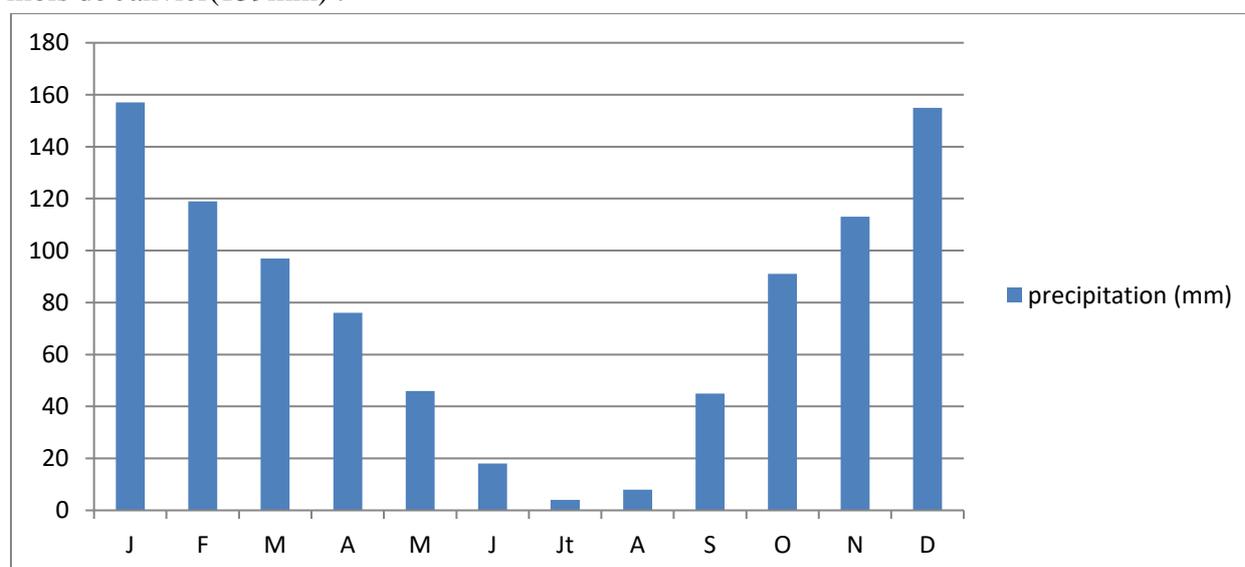
**Tableau I.2: Humidité relative moyennes mensuelles en %(2001-2010)**

Mois	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
L'humidité%	76.9	76.9	74.5	74.4	75	72.6	70.7	70.5	71.4	74.1	75.5	76.2

(source :ANRH Annaba)

#### I.4.4.Pluviométrie :

Les précipitations interannuelle moyennes au cours du des année (2001-2010) les plus élevées sont observées entre le mois de décembre et janvier avec un maximum enregistré au mois de Janvier(159mm) .



(Source :ANRH Annaba)

**Figure I.2 : précipitation (2001-2010)**

**I.4.5.Vents :**

Les vents les plus violents se manifestent en hiver et les plus faibles en été. La direction des vents prédominants est : Nord-Ouest et Sud-est.

Tableau I.3: **Vitesses moyennes mensuelles des vents en m/s.**

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	At	S	O	N	D
Vitesse (m/s)	3.9	3.9	3.7	3.9	3.6	3.9	4.0	3.8	3.7	3.3	3.9	4.1

**I.5 Géologie :**

Son sous-sol est essentiellement constitué de terrains sédimentaires s'étageant de l'Eocène au Néo-Pléistocène, à forte proportion de roches plus au moins perméables.

**I.6 Sismicité :**

Du point de vue sismique, l'Algérie est divisée en trois (04) zones sismiques :

- ✓ Zone 0 : sismicité négligeable
- ✓ Zone I : sismicité faible
- ✓ Zone II : sismicité moyenne
- ✓ Zone III : sismicité élevée

La commune de EL-Aioun est caractérisée par une sismicité moyenne (Zone II a)

**I.7. Situation Démographique :****I.7.1.Population :**

D'après le recensement de 2008, la population du chef-lieu de la commune El-Aioun s'élève à 6473 habitants avec un taux d'accroissement de 1,76% (source DPAO).

**I.8.Situation hydraulique :****I.8.1.Source d'alimentation :**

Le centre d'EL Aioun est alimenté en eau potable à partir de la station de pompage OUM ETBOUL qui refoule un débit de 29.22 l/s

**I.8.2.Ouvrages de stockage :**

Les ouvrages de stockage qui concernent l'AEP de la commune de l'AIOUN comprennent :

- -Un réservoir de volume 1000 m<sup>3</sup>, semi enterré, situé a une cote de 100.2 m NGA au centre d'El-Aioun .
- Un réservoir de type jumelé, semi enterré de volume 2\*150 m<sup>3</sup> situé a une cote de 97 m NGA à El-Hammam.
- Un réservoir enterré, de volume 80 m<sup>3</sup>.

**I.9.Réseau de distribution :**

Le réseau de distribution actuel est de type maillé comprenant quatre mailles , n'arrive pas a satisfaire les besoins en eau de terme de pression et de débit pour les différents consommateurs rencontrer dans cette agglomération .Par ailleurs, le réseau est d'un état vétuste, sous dimensionner provoquant plusieurs fuite a travers les quartiers.

**I.10.Conclusion :**

A travers ce chapitre, nous avons présenté d'une façon plus en détail les données qui sont nécessairement utiles à l'élaboration et la conception d'un système d'AEP futur capable de satisfaire les besoins en eau de notre agglomération.

# **Chapitre II :**

# **Estimation des**

# **besoins en eau**

## II.1.Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend d'une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur .Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier de l'unité de consommation.

L'objectif de ce chapitre est de faire une estimation en eau de la zone d'étude basée sur la population et son taux d'accroissement jusqu'à l'horizon future ainsi que la dotation des différents équipements.

## II.2.Evolution de la population :

Pour la détermination du nombre d'habitants à différents horizons, il a été procédé à l'application de la relation des accroissements géométriques, qui s'écrit comme suit :

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

Avec:

- $P_n$  : Population future
- $P_0$  : Population actuelle.
- $t$  : Taux d'accroissement (**1.76 %**) (source PDAO).
- $n$  : Nombre d'années projetées.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

**Tableau II.1:** Evolution de population

Horizon	2008	2019	2050
population	5343	6473	11118

## II.3.Catégorie des besoins en eau potable :[8]

Au niveau de cette agglomération intéressée par le projet d'AEP, nous constatons l'existence de différentes catégories de consommateurs à l'horizon actuel et futur, dont nous sommes contraints à décrire leurs besoins en eau y correspondant a savoir :

### II.3.1. Besoins domestiques :[1]

On entend par besoin domestique, l'utilisation de l'eau destinée à la boisson, la préparation des repas, le lavage de la vaisselle, du linge, la douche et aussi l'arrosage des jardins.

Les besoins domestiques dépendent du développement des installations sanitaire et les habitudes de la population

### II.3.2.Besoins incendies :[1]

Dans toute agglomération, il est nécessaire de tenir compte d'une quantité d'eau pour la lutte contre l'incendie qui sera localisée et matérialisée soit dans les réservoirs soit dans la bache d'eau isolée .

**II.3.3.Besoins sanitaires** :[1]

Ils comprennent l'utilisation de l'eau pour :le lavage des cours , baignoire , douche ,WC...etc.

**II.3.4.Besoins publics** :[1]

C'est une quantité d'eau destinée pour :le nettoyage des marchés, nettoyage des caniveaux, hôpitaux ...etc.

**II.4. Estimation des besoins :****II.4.1.Choix de la norme unitaire de la consommation** :[1]

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée, selon le type de consommateur, en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc. Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation. Cette dernière dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- L'existence de la ressource.
- Les habitudes de la population.

La superficie qui concernée d'étude de ce projet est de type urbain et par conséquent, la norme de dotation unitaire journalière est fixé est de 150 l/j/hab ; néanmoins, le dimensionnement du réseau à l'horizon projeté se fera sur la base d'une dotation de 200 l/j/hab, en tenant compte du développement en cours que connaît la commune en question, tous secteurs confondus et sur différents programmes d'investissements.

**II.4.2.Détermination de la consommation moyenne :**

Tout dimensionnement d'un système d'AEP doit faire face à la détermination du débit moyen journalier qui est donné par la formule suivante :

$$Q \text{ moy/j} = \frac{D \times N}{1000} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy/j}}$  : Débit moyen journalier ( $\text{m}^3/\text{j}$ ).
- N: nombre d'habitants (hab).
- D : Dotation (L/j/hab).

**II.5.Calcul des besoins en eau :****II.5.1.Besoins domestiques :**

le tableau suivant représente les besoins domestiques

**Tableau II.2** : besoins domestiques

Années	N <sup>bre</sup> d'habitants [hab]	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne journalière [m <sup>3</sup> /J]
<b>2019</b>	<b>6473</b>	<b>150</b>	<b>970.95</b>
<b>2050</b>	<b>11118</b>	<b>200</b>	<b>2223.6</b>

**II.5.2.Besoins scolaires** : le tableau suivant représente les besoins scolaires (horizon 2019)

**Tableau II.3** : besoins scolaires

Désignation	Quantité	N <sup>bre</sup> d' écoliers	Dotation (l /j /u)	Consommation Moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Ecole primaire	4	300	20	24
C.E.M	4	250	20	20
Lycée	4	200	20	16
Total (m <sup>3</sup> /j)	60			

**II.5.3.Besoins sanitaires** :le tableau suivant représente les besoins sanitaires

**Tableau II.4** : besoins sanitaires

Désignation	Quantité	Dotation (l/J /u)	Consommation Moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Hopital	100 lits	400	40
Pharmacie	2	400	8
Centre de soins	3	500	1.5
Total (m <sup>3</sup> /j)	49.5		

**II.5.4.Besoins socioculturels** :le tableau suivant représente les besoins socioculturels

**Tableau II.5** : besoins socioculturels.

Désignation	Quantité	Dotation (l/j/u)	Consommation Moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Mosquée 3	1500	30	45
Centre culturel	800	20	16
Bibliothèque 2	200	20	4
Salle omnisport	100	50	5
Total	70		

**II.5.5.Besoins commerciaux** :le tableau suivant représente les besoins commerciaux

**Tableau II.6** : besoins commerciaux

Désignation	Quantité	Dotation (l/j/u)	Consommation moyenne (m <sup>3</sup> /j)
Café	6	600	3.6
Restaurant	6	1000	6
Boucherie	5	200	1
Boulangerie	4	1000	4
Marché	1000	10	10
Abattoir	2	6000	12
Bain public	350	200	70
Total (m <sup>3</sup> /j)	106.6		

**II.5.6.Besoins administratifs** :le tableau suivant représente les besoins administratifs

**Tableau II.7** : besoins administratifs

Désignation	Quantité	Dotation (l/j/u)	Consommation Moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)
Siège APC	20	15	0.3
Gendarmerie	40	15	0.5
Banque	25	15	0.375
Protection civile	50	30	1.5
Sonelgaz	20	15	0.3
Service impôt	20	15	0.3
Total (m <sup>3</sup> /j)			<b>3.275</b>

### II.5.7.Fuite et gaspillage :

Compte tenu des quantités d'eau prévues pour les fuites de réseau de distribution, il est à noter :

- Réseau de distribution bien entretenue, les pertes aboutissent au 25 % de la consommation moyenne journalière.
- Réseau de distribution moyennement entretenue, les pertes sont comprises entre 25 % à 35 de la consommation moyenne journalière.
- Réseau de distribution mal entretenue, les pertes aboutissent ou dépassent les 50 % de la consommation moyenne journalière.

**Dans notre cas, les pertes sont de l'ordre de 20%**

$$Q_{\text{fuites2050}} = 2512.975 \times 20 \% = \mathbf{502.595} \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{\text{fuites2019}} = 970.95 \times 20 \% = \mathbf{970.95} \text{ m}^3/\text{j}$$

### II.6.Consommation en eau totale moyenne :

Après l'étude des besoins, nous établissons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit Total nécessaire à l'horizon pour le dimensionnement du système D'AEP :

**Tableau II.8** : consommation en eau totale moyenne

Désignation	Consommation moyenne Journalière (m <sup>3</sup> /j) 2050	Consommation moyenne journalière (m <sup>3</sup> /j)2019
Domestique	2223.6	970.95
Scolaire	50	50
Sanitaire	49.5	49.5
Commerciaux	106.6	106.6
Socioculturel	80	80
Administratif	3.275	3.275
Fuites et gaspillage	502.595	194.19
Total	3015.57	1454.515

### II.7.Variation de la consommation :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

-variation annuelles et a long terme.

- variation mensuelles qui est lié au niveau de vie de l'agglomération.
- variation hebdomadaire qui dépend de l'importance de l'agglomération.
- variation horaires qui dépend du régime de consommation de l'agglomération pendant la journée.
- variation journalière qui dépend d'un jour de la semaine ou la consommation et maximal.

### II.8. Etude de variation des débits journalier :

Dans tout avant-projet, il est nécessairement utile de connaître le régime de la consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments d'alimentation, mais également sur leur dimensionnement.

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours de l'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum  $k_{maxj}$ .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière  $k_{minj}$ .

Ainsi, nous pouvons écrire :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} * k_{maxj} \quad [m^3/j]$$

$$Q_{minj} = Q_{moyj} * k_{minj} \quad [m^3/j]$$

Avec :

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

$Q_{maxj}$  : débit maximum journalier ( $m^3/j$ ).

$Q_{minj}$  : débit minimum journalier ( $m^3/j$ ).

$K_{maxj}$  : varie entre 1.1 à 1.3

Dans notre cas nous prenons  $K_{maxj} = 1,3$

$K_{minj}$  : varie entre 0,7 à 0,9

Dans notre cas  $K_{minj} = 0,8$

**Tableau II.9 : consommations maximales journalières**

Désignation	$Q_{moyj}$ ( $m^3/j$ ) 2050	$Q_{moyj}$ ( $m^3/j$ ) 2019	$k_{maxj}$	$Q_{maxj}(m^3/j)$ 2050	$Q_{maxj}(m^3/j)$ 2019	$k_{minj}$	$Q_{minj}$ ( $m^3/j$ ) 2050	$Q_{min}$ ( $m^3/j$ ) 2019
Domestique	2223.6	970.95	1.3	2890.68	1262.235	0.8	1778.88	1009.78
Scolaire	50	50	1.3	65	65	0.8	40	40
Sanitaire	49.50	49.5	1.3	64.35	64.35	0.8	39.6	39.6
Commerciaux	106.6	106.6	1.3	138.38	138.38	0.8	85.28	85.28
Socioculturel	80	80	1.3	104	104	0.8	64	64
Administratif	3.275	3.275	1.3	4.2575	4.255	0.8	2.62	2.62
Fuite et gaspillage	502.595	194.19	1.3	653.3735	252.447	0.8	402.076	155.352
Total	3015.57	1541.3		<b>3920.241</b>	1890.8695		2412.456	1396.63

## II.9. Etude de la variation des débits horaires :

### II.9.1. La détermination de débit de pointe :

On utilise la méthode de la variation horaire de la consommation de la ville ELAIOUN, en basant sur le tableau ci-dessous, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximal journalier .On doit établir la répartition horaire du débit maximal journalier pour notre ville a l'horizon 2050.

**Tableau II.10** : variations des débits horaire

Heurs	pourcentage (%)	Débits horaire (m/s)	Débits horaire (l/s)	Cumules des %	cumules de Débits horaire (m/s)
0-1	1,5	58,804	16,334	%	
1-2	1,5	58,804	16,334	1,5	16,334
2-3	1,5	58,804	16,334	3	32,669
3-4	1,5	58,804	16,334	4,5	49,003
4-5	2,5	98,006	27,224	6	65,337
5-6	3,5	137,208	38,113	8,5	92,561
6-7	4,5	176,411	49,003	12	130,675
7-8	5,5	215,613	59,893	16,5	179,678
8-9	6,25	245,015	68,060	22	239,570
9-10	6,25	245,015	68,060	28,25	307,630
10-11	6,25	245,015	68,060	34,5	375,690
11-12	6,25	245,015	68,060	40,75	443,750
12-13	5	196,012	54,448	47	511,809
13-14	5	196,012	54,448	52	566,257
14-15	5,5	215,613	59,893	57	620,705
15-16	6	235,214	65,337	62,5	680,597
16-17	6	235,214	65,337	68,5	745,935
17-18	5,5	215,613	59,893	74,5	811,272
18-19	5	196,012	54,448	80	871,165
19-20	4,5	176,411	49,003	85	925,612
20-21	4	156,810	43,558	89,5	974,615
21-22	3	117,607	32,669	93,5	1018,174
22-23	2	78,405	21,779	96,5	1050,842
23-24	1,5	58,804	16,334	98,5	1072,622
Total	100	3920,241	1088,956	100	1088,956

## II.10. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié la variation de la consommation ainsi que ses caractéristiques. Nous avons localisé que le débit de pointe se situe de 9h à midi .Ce débit sert de base pour le dimensionnement du système d'AEP de notre agglomération.

**Chapitre III :**  
**Etude des variantes**  
**du réseau**  
**d'alimentation en**  
**eau**

### **III.1.Introduction :**

Après avoir évalué les besoins en eau de la commune EL-AIOUN, nous devons projeter un réseau pour distribuer de l'eau dans le but de satisfaire la demande en débit et en pression des différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération tout en exploitant le logiciel WATER CAD.

### **III.2.Classification des réseaux de distribution :[1]**

Les principales classifications des réseaux sont :

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

#### **III.2.1.Le réseau maillé :**

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées, ils sont utilisés en général dans les zones urbaines.

#### **III.2.2.Le réseau ramifié :**

Ce type de réseau se présente selon une structure arborescente à partir du nœud à charge fixée assurant la mise sous pression. Cette configuration est justifiée par la dispersion des abonnés. Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

#### **III.2.3.Réseaux étagés :**

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points bas.

En effet, le réseau exige l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

### **III.3.Conception d'un réseau :**

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs principaux.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et régulier.

### **III.4.Choix du type de matériaux et de réseau :**

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

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes.
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse

Et pour le réseau, nous avons choisis dans ce projet la réalisation d'une ossature maillée.

### III.5. Proposition de la variante :

- **Variante 1 :**

Dans cette première variante, le réseau de distribution fonctionne par le système a contre réservoir c'est-à-dire :

- Dans les heures creuses, le réservoir 1000 m<sup>3</sup> et celui de 80 m<sup>3</sup> alimentent le réseau et le réservoir 2\*150 m<sup>3</sup>
- Dans les heures de pointes, le réseau sera alimenté par tous les réservoirs.

- **Variante 2 :** dans cette deuxième variante, le réseau de distribution est alimenté a l'aide des trois réservoirs (système a réservoirs de têtes).

### III.6. Détermination des débits de dimensionnement Pour l'horizon 2050

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

1. On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé ;
2. On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe ;
3. On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

#### III.6.1. Cas de pointe :

##### III.6.1.1. Débit en route :

Le débit en route est la différence entre le débit de pointe et le débit concentré ;

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \quad (III.1)$$

<sup>2</sup>Avec :  $\sum Q_{cc} = \sum Q_{inc} = 0$  pas d'industrie dans le périmètre d'étude.

Donc :  $Q_{rte} = Q_{pte} = 68.06$  l/s      telle que :  $Q_{cc}$  si le débit concentré

**III.6.1.2. Le débit spécifique :** Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique  $Q_{sp}$  qui est égal à :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\sum L_i} \quad (III.2)$$

Avec :

$Q_{sp}$ : Débit spécifique.

$\sum L_i$  : Somme des longueurs du réseau de distribution

Le tableau suivant montre le débit spécifique dans les heures de pointe

**Tableau III.1** : débit spécifique dans les heures de pointe

Heurs de point	$Q_{point}(l/s)$	68.06
	$\sum_{i=1}^{n=100} L_i$ (m)	17033
	$q_{sp}$	0.004

**III.6.1.3. Le débit route pour chaque tronçon****III.6.1.4. Débits aux nœuds (nodaux) :**

$$Q_{rte} = Q_{sp} \times L_i \quad (III.3)$$

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

$$Q_{ni} = 0,5 \times \sum q_r + \sum Q_{conc} L/S. \quad (III.4)$$

Avec

$Q_{ni}$  : débit en nœud.

$\sum q_r$  : somme des débits en route des tronçons reliés deux nœuds.

Le tableau suivant illustre les débits nodaux :

**Tableau III.2** : Les débits nodaux

Nœuds	Tronçons	Longueurs (Li)				Somme Li(m)	Qsp (l/s)	Qn (l/s)
					(m)			
1	p3,p2,p4,p1	51	97	583	285	1016	0,004	2,26
2	p2,p4,p54	583	285		84	952		1,94
3	p5, p6 ,p4	132	121		285	538		1,1
4	p7,p9,p6	322	109		121	552		1,15
5	p3,p8,p12	97	181		157	435		0,89
6	p9,p8,p10	109	181		94	384		0,78
7	p10,p16,p11	94	62		178	334		0,68
8	p11,p12,p13	178	157		346	681		1,39
9	p22,p13	519			346	865		1,75

**Tableau III.3 : Les débits nodaux (suite)**

Nœuds	Tronçons	Longueurs (Li)				Somme des Li	Qsp (l/s)	Qn (l/s)
		(m)						
10	p14,p24,p24,p19	47	191	287	148	673	0.004	1,37
11	p14,p15	47	276			323		0,66
12	p17,p16,p15	149	62	276		487		1
13	p37,p17,p18	69	149	158		376		0,77
14	p18,p20,p19	158	378	148		684		1,4
15	p25,p21,p22	50	84	519		653		1,32
16	p21,p22,p24	84	519	287		890		1,15
17	p26,p25,p20	93	50	378		521		1,07
18	p27,p26,p28	462	93	536		1091		2,23
19	p31,p29,p26	623	156	93		872		2,18
20	p31,p30,p46	623	115	166		904		1,56
21	p30,p40,p70,p32	115	151	149	123	538		1,1
22	p32,p22,p38	123	519	151		793		0,97
23	p29,p34	156	31			187		0,38
24	p34,p28,p35	31	536	138		705		1,44
25	p36,p37,p35,p6	75	69	138	121	403		0,82
26	p39,p36,p38	121	75	151		347		0,71
27	p40,p39,p41	151	121	120		392		0,8
28	p41,p49	120	111			231		0,47
29	p44,p70,p45	137	149	131		417		0,85
30	p44,p46,p47	137	166	236		539		1,1
31	p45,p48	131	81			212		0,45
32	p49,p53	111	112			223		0,43
33	p48,p50,p51,p52	91	108	104	203	506		1,03
34	p50,p53,p54	108	112	84		304		0,59
35	p51,p56,p55	104	236	84		424		0,87
36	p57,p55 ;p58	84	84	65		233		0,48
37	p57,p59,p61	84	107	81		272		0,55
38	p52,p60,p59	203	37	107		347		0,71
39	p60,p47	37	236			273		0,56
40	p61,p62,p63	81	776	120		977		1,99
41	p58,p63,p64	65	120	129		314		0,64
42	p62,p64,p56	776	129	236		1141		2,33
43	p72,p81,p71,p74	209	729	88	121	1147		2,35
44	p72,p75,p73	209	45	221		475		0,73
45	p73,p77,p74,p83	221	84	121	212	638		0,73
46	p75,p80,p76	45	340	264		649		1,49
47	p76,p77,p78	264	84	47		395		1,1

**Tableau III.4:** Les débits nodaux (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (Li) (m)			Somme Li (m)	Qsp (l/s)	Qn (l/s)
48	p78,p79,p102	47	108	155	310	0.004	0,92
49	p80,p79,p104	340	108	231	679		1,03
50	p81,p106	729	472		1201		1,3
51	p83,p85	212	52		264		2,45
52	p107,p86	52	370	72	494		1,31
53	p92,p85,p102	226	52	155	433		1,19
54	p104,p92,p93	231	226	163	620		0,68
55	p93,p106,p107	163	472	370	1005		1,4
56	p108,p13,p114	81	112	217	410		0,9
57	p109,p117,p110	85	119	367	571		0,63
58	p110,p112,p111	367	85	120	572		0,89
59	p111	120			120		0,85
60	p113,p112,p114	112	85	217	414		0,59
61	p113	112			112		0,72
62	p115	114			114		0,22
63	p116	119			119		0,23
64	p106	120			120	0,25	

**III.6.2.Cas des heurs creuses :****III.6.2.1.Débit en route**

Le débit en route est la différence entre le débit de consommation minimale et le débit concentré ;

$$Q_{rte} = Q_{consmin} - \sum Q_{cc} \quad (III.5)$$

**Avec :**  $\sum Q_{cc} = \sum Q_{inc} = 0$  pas d'industrie dans le périmètre d'étude.

Donc :  $Q_{rte} = Q_{cons min} = 58,8$  l/s telle que :  $Q_{cc}$  si le débit concentré

**III.6.2.2.Le débit spécifique**

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique

$Q_{sp}$  qui est égal à :

$$Q_{sp} = \frac{Q_{rte}}{\sum L_i} \quad (III.6)$$

Avec :

$Q_{sp}$ : Débit spécifique.

$\sum L_i$  : Somme des longueurs du réseau de distribution.

Le tableau suivant montre le débit spécifique dans les heurs creuse

**Tableau III.5** :débit spécifique dans les heurs creuse .

<b>Heurs de la consommation minimale</b>	<b>Q<sub>consmin</sub>(l/s)</b>	58,8
	$\sum_{i=1}^{n=100} \mathbf{L}_i$ (m)	17033
	<b>q<sub>sp</sub> (l/s)</b>	0.00345

**III.6.2.3.Le débit route pour chaque tronçon**

$$Q_{rte} = Q_{sp} \times l_i \quad (\text{III.7})$$

$l_i$  : la longueur du tronçon i

**III.6.2.4.Débits aux nœuds (nodaux) :**

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

$$Q_{ni} = 0,55 \times \sum q_r + \sum Q_{conc} \text{ L/S} \quad (\text{III.8})$$

Avec  $Q_{ni}$  : débit en nœud.

$\sum q_r$  : somme des débits en route des tronçons relies deux nœuds.

Le tableau suivant montre les débits nodaux dans les heurs creuses :

**Tableau III.6** : les débits nodaux.

Nœuds	Tronçons	Longueurs (Li)				Somme Li (m)	Qsp (l/s)	Qn (l/s)
		(m)	(m)	(m)	(m)			
1	p3,p2,p4,p1	51	97	583	285	1016	0.003	0,3
2	p2,p4,p54	583	285	84	952	952		0,46
3	p5, p6 ,p4	132	121	285	538	538		0,26
4	p7,p9,p6	322	109	121	552	552		0,28
5	p3,p8,p12	97	181	157	435	435		0,21
6	p9,p8,p10	109	181	94	384	384		0,19
7	p10,p16,p11	94	62	178	334	334		0,16
8	p11,p12,p13	178	157	346	681	681		0,33
9	p22,p13	519	346		865	865		0,42
10	p14,p24,p24,p19	47	191	287	148	673		0,33
11	p14,p15	47	276		323	323		0,16
12	p17,p16,p15	149	62	276	487	487		0,24
13	p37,p17,p18	69	149	158	376	376		0,18
14	p18,p20,p19	158	378	148	684	684		0,34
15	p25,p21,p22	50	84	519	653	653		0,32
16	p21,p22,p24	84	519	287	890	890		0,28
17	p26,p25,p20	93	50	378	521	521		0,26
18	p27,p26,p28	462	93	536	1091	1091		0,53
19	p31,p29,p26	623	156	93	872	872		0,52

**Tableau III.7:** les débits nodaux (suite).

Nœuds	Tronçons	Longueurs (Li) (m)			Somme Li (m)	Qsp (l/s)	Qn (l/s)
20	p31,p30,p46	623	115	166	904	0.003	0,38
21	p30,p40,p70,p32	115	151	149   123	538		0,26
22	p32,p22,p38	123	519	151	793		0,23
23	p29,p34	156	31		187		0,44
24	p34,p28,p35	31	536	138	705		0,2
25	p36,p37,p35,p6	75	69	138   121	403		0,17
26	p39,p36,p38	121	75	151	347		0,19
27	p40,p39,p41	151	121	120	392		0,11
28	p41,p49	120	111		231		0,2
29	p44,p70,p45	137	149	131	417		0,26
30	p44,p46,p47	137	166	236	539		0,11
31	p45,p48	131	81		212		0,1
32	p49,p53	111	112		223		0,25
33	p48,p50,p51,p52	91	108	104   203	506		0,14
34	p50,p53,p54	108	112	84	304		0,21
35	p51,p56,p55	104	236	84	424		0,11
36	p57,p55;p58	84	84	65	233		0,13
37	p57,p59,p61	84	107	81	272		0,17
38	p52,p60,p59	203	37	107	347		0,13
39	p60,p47	37	236		273		0,48
40	p61,p62,p63	81	776	120	977		0,15
41	p58,p63,p64	65	120	129	314		0,56
42	p62,p64,p56	776	129	236	1141		0,56
43	p72,p81,p71,p74	209	729	88   121	1147		0,18
44	p72,p75,p73	209	45	221	475		0,17
45	p73,p77,p74,p83	221	84	121   212	638		0,36
46	p75,p80,p76	45	340	264	649		0,26
47	p76,p77,p78	264	84	47	395		0,22
48	p78,p79,p102	47	108	155	310		0,25
49	p80,p79,p104	340	108	231	679		0,31
50	p81,p106	729	472		1201		0,59
51	p83,p85	212	52		264		0,31
52	p107,p86	52	370	72	494		0,28
53	p92,p85,p102	226	52	155	433		0,16
54	p104,p92,p93	231	226	163	620		0,34
55	p93,p106,p107	163	472	370	1005		0,22
56	p108,p13,p114	81	112	217	410		0,39
57	p109,p117,p110	85	119	367	571		0,21
58	p110,p112,p111	367	85	120	572		0,2
59	p111	120			120		0,14
60	p113,p112,p114	112	85	217	414		0,17

**Tableau III.8 : les débits nodaux (suite)**

Nœuds	Tronçons	Longueurs (Li) (m)	Somme Li (m)	Qsp (l/s)	Qn (l/s)
61	p113	112	112	0.003	0,05
62	p115	114	114		0,06
63	p116	119	119		0,06
64	p106	120	120		0,06

**III.6.3.Cas de pointe plus incendie :**

Ce cas est similaire au cas de pointe seulement que les nœud (j-21,j-25) des variantes (1et 2) sont considérés comme les plus défavorables ou nous devons assurer un débit supplémentaire d'incendie (17l/s) pour chaque nœud.

- **Variante 1 :**

Le tableau suivant illustre les débits nodaux dans le cas de pointe plus incendie

**Tableau III.9: les débits nodaux.**

Nœuds	Tronçons	Longueurs (Li) (m)				Somme Li (m)	Qsp (l/s)	Qn (l/s)
1	p3,p2,p4,p1	51	97	583	285	1016	0.004	2,26
2	p2,p4,p54	583	285	84	952	1,94		
3	p5, p6 ,p4	132	121	285	538	1,1		
4	p7,p9,p6	322	109	121	552	1,15		
5	p3,p8,p12	97	181	157	435	0,89		
6	p9,p8,p10	109	181	94	384	0,78		
7	p10,p16,p11	94	62	178	334	0,68		
8	p11,p12,p13	178	157	346	681	1,39		
9	p22,p13	519	346		865	1,75		
10	p14,p24,p24,p19	47	191	287	148	673		1,37
11	p14,p15	47	276		323	0,66		
12	p17,p16,p15	149	62	276	487	1		
13	p37,p17,p18	69	149	158	376	0,77		
14	p18,p20,p19	158	378	148	684	1,4		
15	p25,p21,p22	50	84	519	653	1,32		
16	p21,p22,p24	84	519	287	890	1,15		
17	p26,p25,p20	93	50	378	521	1,07		
18	p27,p26,p28	462	93	536	1091	2,23		
19	p31,p29,p26	623	156	93	872	2,18		
20	p31,p30,p46	623	115	166	904	1,56		
21	p30,p40,p70,p32	115	151	149	123	538		18,1
22	p32,p22,p38	123	519	151	793	0,97		
23	p29,p34	156	31		187	0,38		
24	p34,p28,p35	31	536	138	705	1,44		
25	p36,p37,p35,p6	75	69	138	121	403		0,82
26	p39,p36,p38	121	75	151	347	0,71		
27	p40,p39,p41	151	121	120	392	0,8		

**Tableau III.10** : les débits nodaux (suite)

Nœuds	Tronçons	Longueurs (Li) (m)				Somme Li (m)	Qsp (l/s)	Qn (l/s)
28	p41,p49	120	111		231	0.004	0,47	
29	p44,p70,p45	137	149	131	417		0,85	
30	p44,p46,p47	137	166	236	539		1,1	
31	p45,p48	131	81		212		0,45	
32	p49,p53	111	112		223		0,43	
33	p48,p50,p51,p52	91	108	104	203		506	1,03
34	p50,p53,p54	108	112	84	304		0,59	
35	p51,p56,p55	104	236	84	424		0,87	
36	p57,p55;p58	84	84	65	233		0,48	
37	p57,p59,p61	84	107	81	272		0,55	
38	p52,p60,p59	203	37	107	347		0,71	
39	p60,p47	37	236		273		0,56	
40	p61,p62,p63	81	776	120	977		1,99	
41	p58,p63,p64	65	120	129	314		0,64	
42	p62,p64,p56	776	129	236	1141		2,33	
43	p72,p81,p71,p74	209	729	88	121		1147	2,35
44	p72,p75,p73	209	45	221	475		0,73	
45	p73,p77,p74,p83	221	84	121	212		638	0,73
46	p75,p80,p76	45	340	264	649		1,49	
47	p76,p77,p78	264	84	47	395		1,1	
48	p78,p79,p102	47	108	155	310		0,92	
49	p80,p79,p104	340	108	231	679		1,03	
50	p81,p106	729	472		1201		1,3	
51	p83,p85	212	52		264		2,45	
52	p107,p86	52	370	72	494		1,31	
53	p92,p85,p102	226	52	155	433		1,19	
54	p104,p92,p93	231	226	163	620		0,68	
55	p93,p106,p107	163	472	370	1005		1,4	
56	p108,p13,p114	81	112	217	410		0,9	
57	p109,p117,p110	85	119	367	571		0,63	
58	p110,p112,p111	367	85	120	572		0,89	
59	p111	120			120	0,85		
60	p113,p112,p114	112	85	217	414	0,59		
61	p113	112			112	0,72		
62	p115	114			114	0,22		
63	p116	119			119	0,23		
64	p106	120			120	0,25		

- Variante 2 :

Le tableau suivant montre les débits nodaux :

**Tableau III.11:** Les débits nodaux

Nœuds	Tronçons	Longueurs (Li) (m)				Somme Li (m)	Qsp (l/s)	Qn (l/s)
1	p3,p2,p4,p1	51	97	583	285	1016	0.004	2,26
2	p2,p4,p54	583	285	84	952	1,94		
3	p5, p6 ,p4	132	121	285	538	1,1		
4	p7,p9,p6	322	109	121	552	1,15		
5	p3,p8,p12	97	181	157	435	0,89		
6	p9,p8,p10	109	181	94	384	0,78		
7	p10,p16,p11	94	62	178	334	0,68		
8	p11,p12,p13	178	157	346	681	1,39		
9	p22,p13	519	346		865	1,75		
10	p14,p24,p24,p19	47	191	287	148	673		1,37
11	p14,p15	47	276		323	0,66		
12	p17,p16,p15	149	62	276	487	1		
13	p37,p17,p18	69	149	158	376	0,77		
14	p18,p20,p19	158	378	148	684	1,4		
15	p25,p21,p22	50	84	519	653	1,32		
16	p21,p22,p24	84	519	287	890	1,15		
17	p26,p25,p20	93	50	378	521	1,07		
18	p27,p26,p28	462	93	536	1091	2,23		
19	p31,p29,p26	623	156	93	872	2,18		
20	p31,p30,p46	623	115	166	904	1,56		
21	p30,p40,p70,p32	115	151	149	123	538		1,1
22	p32,p22,p38	123	519	151	793	0,97		
23	p29,p34	156	31		187	0,38		
24	p34,p28,p35	31	536	138	705	1,44		
25	p36,p37,p35,p6	75	69	138	121	403		17,82
26	p39,p36,p38	121	75	151	347	0,71		
27	p40,p39,p41	151	121	120	392	0,8		
28	p41,p49	120	111		231	0,47		
29	p44,p70,p45	137	149	131	417	0,85		
30	p44,p46,p47	137	166	236	539	1,1		
31	p45,p48	131	81		212	0,45		
32	p49,p53	111	112		223	0,43		
33	p48,p50,p51,p52	91	108	104	203	506		1,03
34	p50,p53,p54	108	112	84	304	0,59		
35	p51,p56,p55	104	236	84	424	0,87		
36	p57,p55;p58	84	84	65	233	0,48		
37	p57,p59,p61	84	107	81	272	0,55		
38	p52,p60,p59	203	37	107	347	0,71		
39	p60,p47	37	236		273	0,56		
40	p61,p62,p63	81	776	120	977	1,99		

**Tableau III.12 : Les débits nodaux (suite)**

Nœuds	Tronçons	Longueurs (Li)			Somme Li (m)	Qsp (l/s)	Qn (l/s)
		(m)					
50	p81,p106	729	472		1201	0.004	1,3
51	p83,p85	212	52		264		2,45
52	p107,p86	52	370	72	494		1,31
53	p92,p85,p102	226	52	155	433		1,19
54	p104,p92,p93	231	226	163	620		0,68
55	p93,p106,p107	163	472	370	1005		1,4
56	p108,p13,p114	81	112	217	410		0,9
57	p109,p117,p110	85	119	367	571		0,63
58	p110,p112,p111	367	85	120	572		0,89
59	p111	120			120		0,85
60	p113,p112,p114	112	85	217	414		0,59
61	p113	112			112		0,72
62	p115	114			114		0,22
63	p116	119			119		0,23
64	p106	120			120		0,25

### III .7.Simulation du réseau par le logiciel WATER CAD :

#### III.7.1.Description du logiciel WATER CAD :

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, développé par Haestad Méthodes. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

#### III.7.2.Fonction et application :

Le modèle Water CAD® a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

Voici quelques exemples :

-La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme :

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système ;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs ;
- Préciser l'usage des stations de ré-chloration (ou autres retraitements) en réseau ;
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations ;
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

#### III.7.3.Résultat de la simulation du réseau a l'horizon 2050 :

Après avoir saisi les données nécessaires à la simulation, on lance la simulation du réseau et suite à plusieurs essais des diamètres de conduites dans le but d'avoir des vitesses et des pressions admissibles, les résultats de simulation sont regroupés dans les figures et les tableaux ci- :

**III.7.3.1.Cas de pointe :**• **Variante 1 :**→ **Etat des nœuds :** Le tableau suivant décrit l'état des nœuds**Tableau III.13:**L'état des nœuds

Nœuds	Élévation (m NGA)	Demande (L/s)	charge piézométrique (mce)	Pression (bars)
N-1	92,49	1,26	100,68	0,8
N-2	67,42	1,94	96,35	2,8
N-3	68,13	1,1	94,4	2,6
N-4	73,8	1,15	96,75	2,2
N-5	88,37	0,89	100,29	1,2
N-6	77,61	0,78	95,2	1,7
N-7	72,79	0,68	93,95	2,1
N-8	51,1	1,39	96,96	4,5
N-9	51,1	1,75	89,97	3,8
N-10	49,82	1,37	87,27	3,7
N-11	51,62	0,66	87,84	3,5
N-12	69,61	1	93,57	2,3
N-13	66,04	0,77	91,32	2,5
N-14	58,95	1,4	87,87	2,8
N-15	46,61	1,32	86,42	3,9
N-16	54,01	1,15	86,42	3,2
N-17	51,47	1,07	85,98	3,4
N-18	56,72	2,23	85,73	2,8
N-19	52,26	2,18	91,29	3,8
N-20	37,6	1,56	90,32	5,2
N-21	48,58	1,1	90,38	4,1
N-22	46,6	0,97	90,5	4,3
N-24	59,69	1,82	89,08	2,9
N-25	63,6	0,82	92,46	2,8
N-26	58,2	0,71	91,35	3,2
N-27	63,61	0,8	90,6	2,6
N-28	64,92	0,47	90,81	2,5
N-30	47,99	0,85	90,39	4,1
N-31	37,07	1,1	90,47	5,2
N-32	52,93	0,45	91,13	3,7
N-33	64,81	0,43	90,96	2,6
N-34	52,74	1,03	92,45	3,9
N-35	61,59	0,59	94,91	3,3
N-36	47,27	0,87	92,1	4,4
N-37	42,45	0,48	90,52	4,7
N-38	33,17	0,55	89,77	5,5
N-39	36,48	0,71	90,91	5,3

**Tableau III.14 : L'état des nœuds (suite)**

Nœuds	Élévation (mNGA)	Demande (l/s)	Charge piézométrique (mce)	Pression (bars)
N-40	33,19	0,56	90,81	5,6
N-41	28,77	1,99	89,31	5,9
N-42	39,14	0,64	90,26	5
N-43	41,54	2,33	91,45	4,9
N-50	84,77	-2,35	95,85	1,1
N-51	86	-0,73	96,5	1
N-52	72,48	0,73	95,39	2,2
N-53	67,18	1,49	100,75	3,3
N-54	51	1,1	96,37	4,4
N-55	46,62	0,92	94,17	4,7
N-56	42,18	1,03	92,18	4,9
N-58	39,2	1,3	90,52	5
N-59	65	2,45	92,42	2,7
N-60	72,27	1,31	94,28	2,2
N-61	65	1,19	93,78	2,8
N-62	65	0,68	93,71	2,8
N-63	61,07	1,4	93,56	3,2
N-64	59,19	0,9	93,24	3,3
N-65	60,41	1,63	93,73	3,3
N-66	99,76	0,89	101,2	0,1
N-67	81,3	0,85	100,92	1,9
N-68	73,7	0,59	100,82	2,7
N-69	92,67	0,72	97,24	0,4
N-70	85,9	0,22	101,12	1,5
N-71	95,9	0,23	100,83	0,5
N-72	77,33	0,25	97,14	1,9
N-73	89,64	0,24	100,73	1,1

→ **Etat des tronçons** : le tableau suivant décrit l'état des tronçons

**Tableau III.15: L'état des tronçons.**

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	au nœud	Diamètre (mm)	Matière	débit (l/s)	Vitesse (m/s)
P-1	51	R-1	J-1	315	PEHD	38,98	0,65
P-2	583	J-1	J-2	160	PEHD	17,11	1,1
P-3	97	J-1	J-5	160	PEHD	12,3	0,79
P-4	285	J-2	J-3	50	PEHD	0,77	0,5
P-5	132	J-3	J-4	90	PEHD	6,03	1,22
P-6	121	J-3	J-25	90	PEHD	5,7	1,16
P-7	322	J-4	J-1	110	PEHD	8,32	1,13

**Tableau III.16** :L'état des tronçons (suite).

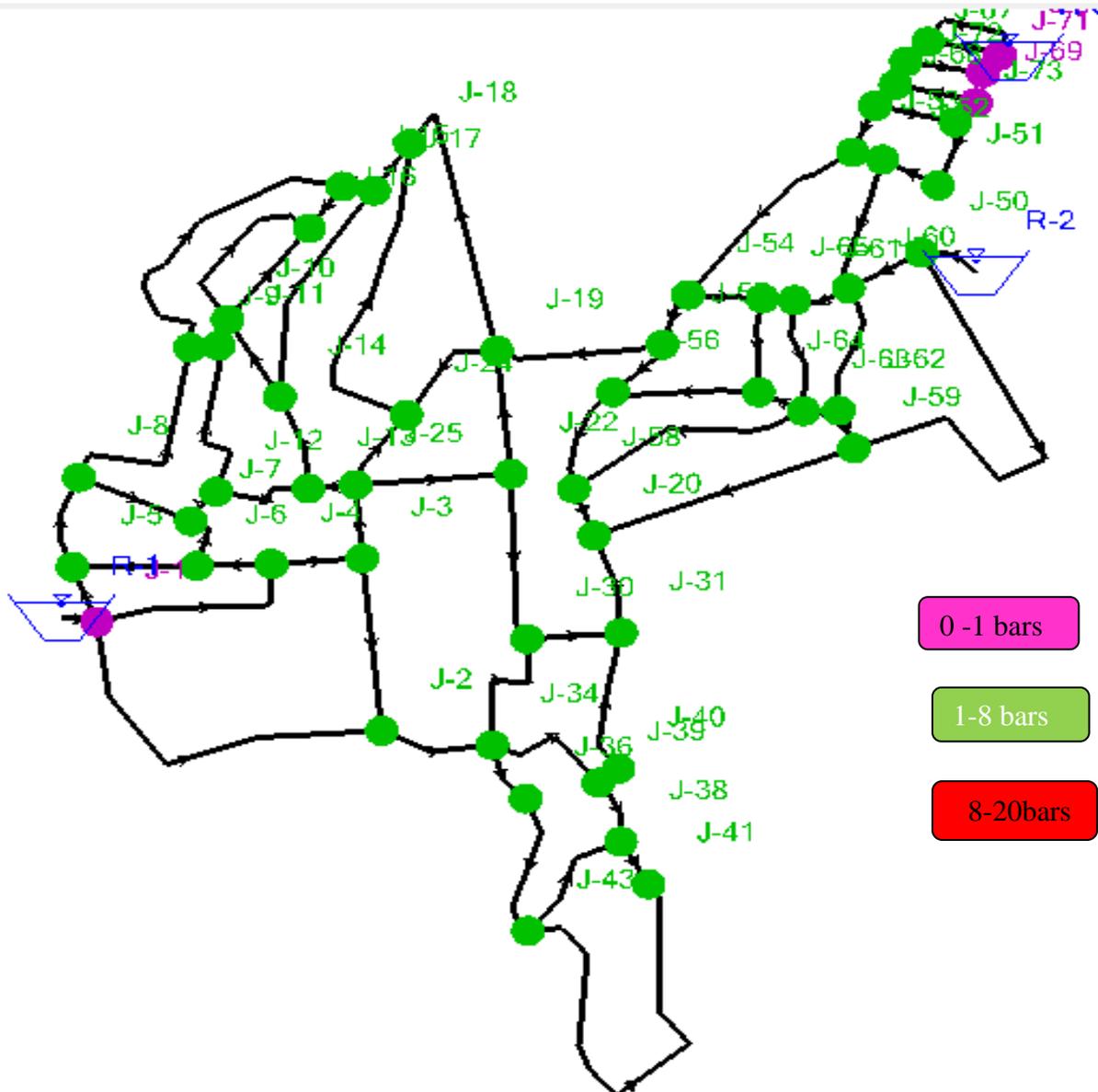
Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Matière	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
P-8	181	J-5	J-6	75	PEHD	4,78	1,4
P-9	109	J-6	J-4	50	PEHD	1,14	0,75
P-10	94	J-6	J-7	90	PEHD	5,14	1,04
P-11	178	J-7	J-8	50	PEHD	1,25	0,82
P-12	157	J-8	J-5	90	PEHD	6,63	1,35
P-13	346	J-8	J-9	75	PEHD	3,99	1,17
P-14	47	J-10	J-11	63	PEHD	1,89	0,79
P-15	276	J-11	J-12	63	PEHD	2,56	1,06
P-16	62	J-12	J-7	110	PEHD	5,71	0,78
P-17	149	J-12	J-13	63	PEHD	2,16	0,89
P-18	158	J-13	J-14	63	PEHD	2,62	1,09
P-19	148	J-14	J-10	50	PEHD	0,58	0,38
P-20	378	J-14	J-17	50	PEHD	0,65	0,43
P-21	84	J-15	J-16	50	PEHD	0,05	0,03
P-22	511	J-15	J-9	75	PEHD	2,24	0,66
P-23	191	J-16	J-10	50	PEHD	0,61	0,4
P-24	287	J-16	J-10	50	PEHD	0,49	0,32
P-25	50	J-17	J-15	50	PEHD	0,88	0,58
P-26	93	J-17	J-18	50	PEHD	0,46	0,3
P-27	462	J-18	J-19	50	PEHD	1,04	0,68
P-28	536	J-18	J-24	50	PEHD	0,73	0,48
P-30	115	J-20	J-21	50	PEHD	0,2	0,13
P-32	123	J-21	J-22	50	PEHD	0,27	0,18
P-33	204	J-22	J-19	50	PEHD	0,56	0,37
P-35	138	J-24	J-25	50	PEHD	1,52	1
P-36	75	J-25	J-26	63	PEHD	2,12	0,88
P-37	69	J-25	J-13	50	PEHD	1,23	0,81
P-38	151	J-26	J-22	50	PEHD	0,69	0,45
P-39	121	J-26	J-27	50	PEHD	0,73	0,48
P-40	151	J-27	J-21	75	PEHD	0,97	0,28
P-41	120	J-27	J-28	75	PEHD	1,05	0,31
P-44	137	J-30	J-31	50	PEHD	0,21	0,14
P-45	131	J-30	J-32	50	PEHD	0,7	0,46
P-46	166	J-31	J-20	50	PEHD	0,26	0,17
P-47	236	J-31	J-40	90	PEHD	1,56	0,32
P-48	91	J-32	J-34	50	PEHD	1,15	0,76
P-49	111	J-33	J-28	90	PEHD	1,52	0,31
P-50	104	J-34	J-35	110	PEHD	11,86	1,61
P-51	104	J-34	J-36	125	PEHD	5,88	0,62
P-52	203	J-34	J-39	90	PEHD	3,8	0,77
P-53	102	J-35	J-33	50	PEHD	1,95	1,28
P-54	81	J-35	J-2	125	PEHD	14,4	1,51

**Tableau III.17:** l'état des tronçons (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Matière	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
P-55	84	J-36	J-37	50	PEHD	1,32	0,87
P-56	236	J-36	J-43	110	PEHD	3,7	0,5
P-57	84	J-37	J-38	50	PEHD	0,27	0,44
P-58	65	J-37	J-42	50	PEHD	0,57	0,38
P-59	107	J-38	J-39	50	PEHD	0,98	0,64
P-60	37	J-39	J-40	90	PEHD	2,12	0,43
P-61	81	J-41	J-38	50	PEHD	0,69	0,46
P-62	776	J-41	J-43	50	PEHD	0,47	0,31
P-63	120	J-42	J-41	50	PEHD	0,83	0,55
P-64	129	J-43	J-42	50	PEHD	0,9	0,59
P-70	149	J-30	J-21	50	PEHD	0,05	0,03
P-71	91	R-2	J-50	160	PEHD	7,68	0,49
P-73	91	J-51	J-52	63	PEHD	1,92	0,8
P-75	339	J-53	J-54	110	PEHD	8,58	1,17
P-76	93	J-54	J-55	90	PEHD	7,01	1,42
P-77	246	J-55	J-19	90	PEHD	4,81	0,98
P-78	111	J-55	J-56	50	PEHD	1,29	0,85
P-79	179	J-56	J-58	50	PEHD	0,9	0,59
P-80	82	J-58	J-20	50	PEHD	0,45	0,29
P-81	403	J-20	J-59	50	PEHD	0,66	0,44
P-82	730	J-59	J-50	50	PEHD	0,63	0,41
P-83	121	J-50	J-60	125	PEHD	9,41	1,19
P-84	221	J-60	J-52	63	PEHD	1,19	0,49
P-85	84	J-60	J-61	125	PEHD	5,64	0,77
P-87	213	J-60	J-62	110	PEHD	3,65	0,5
P-88	66	J-62	J-59	63	PEHD	2,48	1,03
P-89	52	J-62	J-63	50	PEHD	0,49	0,32
P-90	374	J-63	J-58	50	PEHD	0,84	0,55
P-91	212	J-56	J-64	50	PEHD	0,64	0,42
P-92	154	J-64	J-65	63	PEHD	0,93	0,39
P-93	108	J-65	J-54	50	PEHD	0,46	0,75
P-94	47	J-65	J-61	110	PEHD	2,1	0,29
P-95	187	J-61	J-63	110	PEHD	2,35	0,32
P-96	72	J-64	J-63	50	PEHD	0,61	0,4
P-97	14	R-3	J-66	250	PEHD	15,25	0,4
P-98	216	J-66	J-67	200	PEHD	11,98	0,49
P-99	85	J-67	J-68	200	PEHD	10,9	0,45
P-100	83	J-68	J-53	200	PEHD	10,07	0,41
P-101	85	J-66	J-69	50	PEHD	2,16	1,42
P-102	147	J-69	J-51	63	PEHD	1,19	0,49
P-103	108	J-66	J-70	50	PEHD	0,22	0,14
P-104	113	J-67	J-71	50	PEHD	0,23	0,15

**Tableau III.18:**L'état des tronçons (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Matière	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
P-105	121	J-69	J-72	50	PEHD	0,25	0,16
P-106	120	J-68	J-73	50	PEHD	0,24	0,16
P-108	187	J-19	J-24	50	PEHD	1,03	0,68



**Figure III.1 :** état des nœuds

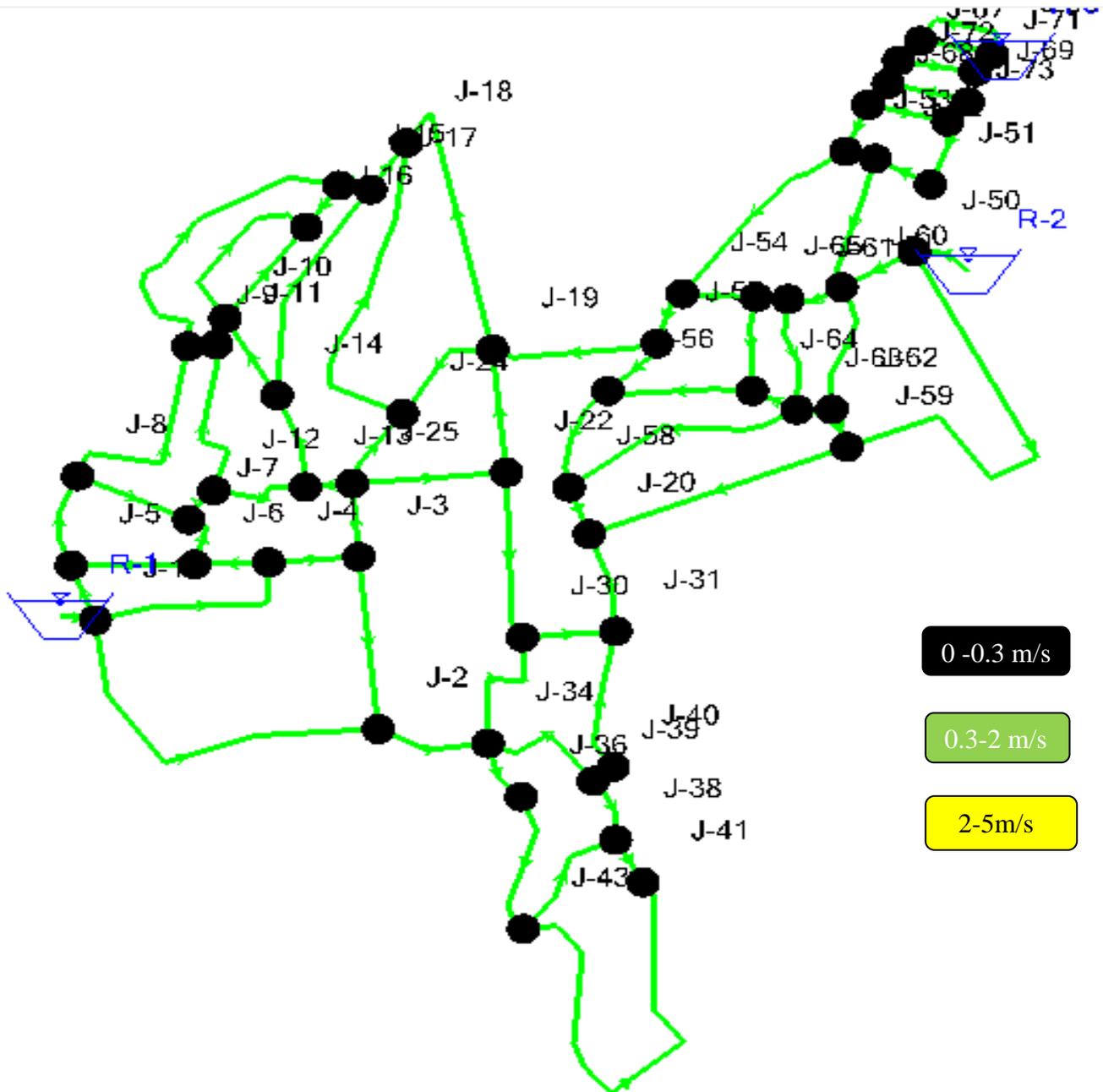


Figure III.2 : état des tronçons

- **Variante 2 :**

→ **Etat des nœuds :** le tableau suivant décrit l'état des nœuds

**Tableau III.19 :** L'état des nœuds

Nœuds	Élévation (mNGA)	Demande (L/s)	charge piézométrique (mce)	Pression (bars)
J-1	92,49	1,26	100,66	0,8
J-2	67,42	1,94	95,07	2,7
J-3	68,13	1,1	91,86	2,3
J-4	73,8	1,15	95,35	2,1
J-5	88,37	0,89	100,18	1,2
J-6	77,61	0,78	93,7	1,6
J-7	72,79	0,68	92,12	1,9
J-8	51,1	1,39	96,14	4,4
J-9	51,1	1,75	87,38	3,6
J-10	49,82	1,37	83,61	3,3
J-11	51,62	0,66	84,38	3,2
J-12	69,61	1	91,62	2,2
J-13	66,04	0,77	88,13	2,2
J-14	58,95	1,4	84,14	2,5
J-15	46,61	1,32	82,17	3,5
J-16	54,01	1,15	82,25	2,8
J-17	51,47	1,07	80,66	2,9
J-18	56,72	2,23	78,35	2,1
J-19	52,26	2,18	78,92	2,6
J-20	37,6	1,56	84,26	4,6
J-21	48,58	1,1	84,73	3,5
J-22	46,6	0,97	83,37	3,6
J-24	59,69	1,82	79,37	1,9
J-25	63,6	0,82	88,73	2,5
J-26	58,2	0,71	86,59	2,8
J-27	63,61	0,8	85,46	2,1
J-28	64,92	0,47	85,98	2,1
J-30	47,99	0,85	85,92	3,7
J-31	37,07	1,1	86,46	4,8
J-32	52,93	0,45	87,72	3,4
J-33	64,81	0,43	86,28	2,1
J-34	52,74	1,03	90,06	3,7
J-35	61,59	0,59	93,17	3,1
J-36	47,27	0,87	89,68	4,2
J-37	42,45	0,48	87,94	4,5
J-38	33,17	0,55	86,87	5,3
J-39	36,48	0,71	87,66	5
J-40	33,19	0,56	87,45	5,3

**Tableau III.20:**L'état des nœuds (suite)

Nœuds	Élévation (mNGA)	Demande (l/s)	Charge piézométrique (mce)	Pression (Bars)
J-41	28,77	1,99	86,54	5,7
J-42	39,14	0,64	87,67	4,7
J-43	41,54	2,33	89,01	4,6
J-50	84,77	-2,35	95,63	1,1
J-51	86	-0,73	95,42	0,9
J-52	72,48	0,73	91,88	1,9
J-53	67,18	1,49	78,46	1,1
J-54	51	1,1	78,99	2,7
J-55	46,62	0,92	78,99	3,2
J-56	42,18	1,03	82,27	3,9
J-58	39,2	1,3	83,69	4,4
J-59	65	2,45	90,57	2,5
J-60	72,27	1,31	92,42	2
J-61	65	1,19	91,39	2,6
J-62	65	0,68	91,72	2,6
J-63	61,07	1,4	91,06	2,9
J-64	59,19	0,9	89,92	3
J-65	60,41	1,63	91,22	3
J-66	99,76	0,89	101,2	1,1
J-67	81,3	0,85	98,14	1,6
J-68	73,7	0,59	93,97	2
J-69	92,67	0,72	95,06	1,2
J-70	85,9	0,22	101,13	1,5
J-71	95,9	0,23	98,05	1,2
J-72	77,33	0,25	94,96	1,7
J-73	89,64	0,24	93,87	1,4

Le tableau suivant décrit l'état des tronçons.

**Tableau III.21 :**L'état des tronçons

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Matière	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-1	51	R-1	J-1	315	PEHD	44,38	0,74
P-2	583	J-1	J-2	160	PEHD	19,64	1,26
P-3	97	J-1	J-5	160	PEHD	13,69	0,88
P-4	285	J-2	J-3	50	PEHD	1	0,66
P-5	132	J-3	J-4	90	PEHD	7,46	1,51
P-6	121	J-3	J-25	90	PEHD	7,37	1,5
P-7	322	J-4	J-1	110	PEHD	9,79	1,33
P-8	181	J-5	J-6	75	PEHD	5,45	1,59

**Tableau III.22 : L'état des tronçons (Suite)**

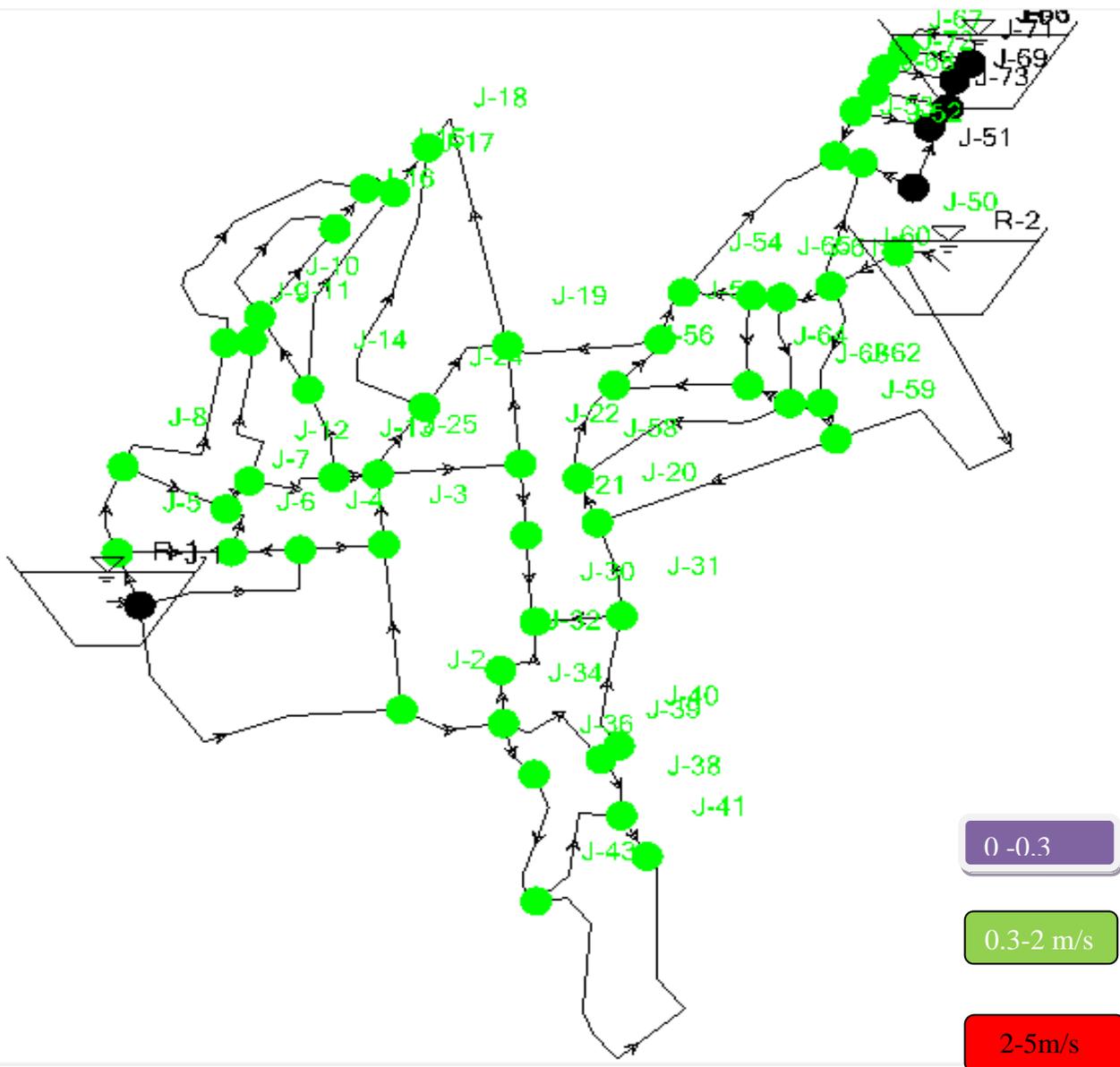
Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Matière	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-9	109	J-6	J-4	50	PEHD	1,18	0,78
P-10	94	J-6	J-7	90	PEHD	5,84	1,19
P-11	178	J-7	J-8	50	PEHD	1,46	0,96
P-12	157	J-8	J-5	90	PEHD	7,36	1,49
P-13	346	J-8	J-9	75	PEHD	4,51	1,32
P-14	47	J-10	J-11	63	PEHD	2,24	0,93
P-15	276	J-11	J-12	63	PEHD	2,9	1,2
P-16	62	J-12	J-7	110	PEHD	6,63	0,9
P-17	149	J-12	J-13	63	PEHD	2,73	1,13
P-18	158	J-13	J-14	63	PEHD	2,84	1,18
P-19	148	J-14	J-10	50	PEHD	0,54	0,36
P-20	378	J-14	J-17	50	PEHD	0,9	0,59
P-21	84	J-15	J-16	50	PEHD	0,26	0,17
P-22	511	J-15	J-9	75	PEHD	2,76	0,81
P-23	191	J-16	J-10	50	PEHD	0,78	0,51
P-24	287	J-16	J-10	50	PEHD	0,63	0,41
P-25	50	J-17	J-15	50	PEHD	1,7	1,12
P-26	93	J-17	J-18	50	PEHD	1,54	1,01
P-27	462	J-18	J-19	50	PEHD	0,31	0,32
P-28	536	J-18	J-24	50	PEHD	0,38	0,75
P-30	115	J-20	J-21	50	PEHD	0,58	0,38
P-32	123	J-21	J-22	50	PEHD	0,99	0,65
P-33	204	J-22	J-19	50	PEHD	1,43	0,94
P-35	138	J-24	J-25	50	PEHD	2,64	1,74
P-36	75	J-25	J-26	63	PEHD	3,03	1,26
P-37	69	J-25	J-13	50	PEHD	0,87	0,58
P-38	151	J-26	J-22	50	PEHD	1,42	0,93
P-39	121	J-26	J-27	50	PEHD	0,91	0,6
P-40	151	J-27	J-21	75	PEHD	1,84	0,54
P-41	120	J-27	J-28	75	PEHD	1,73	0,51
P-44	137	J-30	J-31	50	PEHD	0,57	0,37
P-45	131	J-30	J-32	50	PEHD	1,11	0,73
P-46	166	J-31	J-20	50	PEHD	1,09	0,72
P-47	236	J-31	J-40	90	PEHD	2,76	0,56
P-48	91	J-32	J-34	50	PEHD	1,57	1,03
P-49	111	J-33	J-28	90	PEHD	2,2	0,45
P-50	104	J-34	J-35	110	PEHD	13,48	1,83
P-51	104	J-34	J-36	125	PEHD	6,06	0,63
P-52	203	J-34	J-39	90	PEHD	4,83	0,98
P-53	102	J-35	J-33	50	PEHD	2,64	1,73
P-54	81	J-35	J-2	125	PEHD	16,7	1,75
P-55	84	J-36	J-37	50	PEHD	1,39	0,92

Tableau III.23 :L'état des tronçons (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Matière	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-56	236	J-36	J-43	110	PEHD	3,8	0,52
P-57	84	J-37	J-38	32	PEHD	0,33	0,53
P-58	65	J-37	J-42	50	PEHD	0,59	0,39
P-59	107	J-38	J-39	50	PEHD	-0,8	0,53
P-60	37	J-39	J-40	90	PEHD	3,32	0,67
P-61	81	J-41	J-38	50	PEHD	-0,58	0,38
P-62	776	J-41	J-43	50	PEHD	-0,51	0,33
P-63	120	J-42	J-41	50	PEHD	0,91	0,6
P-64	129	J-43	J-42	50	PEHD	0,96	0,63
P-70	149	J-30	J-21	50	PEHD	0,83	0,55
P-71	91	R-2	J-50	160	PEHD	12,28	0,79
P-73	91	J-51	J-52	32	PEHD	0,6	0,97
P-75	339	J-53	J-54	32	PEHD	-0,1	0,17
P-76	93	J-54	J-55	90	PEHD	-0,15	0,03
P-77	246	J-55	J-19	90	PEHD	0,62	0,13
P-78	111	J-55	J-56	50	PEHD	-1,68	1,11
P-79	179	J-56	J-58	50	PEHD	-0,83	0,55
P-80	82	J-58	J-20	50	PEHD	-0,77	0,51
P-81	403	J-20	J-59	40	PEHD	-0,67	0,68
P-82	730	J-59	J-50	50	PEHD	-0,77	0,51
P-83	121	J-50	J-60	125	PEHD	13,86	1,76
P-84	221	J-60	J-52	32	PEHD	0,13	0,22
P-85	84	J-60	J-61	110	PEHD	8,34	1,13
P-87	213	J-60	J-62	110	PEHD	4,08	0,55
P-88	66	J-62	J-59	63	PEHD	2,34	0,97
P-89	52	J-62	J-63	50	PEHD	1,07	0,7
P-90	374	J-63	J-58	50	PEHD	1,36	0,89
P-91	212	J-56	J-64	50	PEHD	-1,88	1,24
P-92	154	J-64	J-65	63	PEHD	-1,57	0,65
P-93	108	J-65	J-54	32	PEHD	1,06	1,72
P-94	47	J-65	J-61	110	PEHD	-4,26	0,58
P-95	187	J-61	J-63	110	PEHD	2,89	0,39
P-96	72	J-64	J-63	50	PEHD	-1,2	0,79
P-97	14	R-3	J-66	50	PEHD	5,24	0,14
P-98	216	J-66	J-67	75	PEHD	3,3	0,96
P-99	85	J-67	J-68	50	PEHD	2,22	1,46
P-100	83	J-68	J-53	32	PEHD	1,39	2,25
P-101	85	J-66	J-69	32	PEHD	0,83	1,35
P-102	147	J-69	J-51	32	PEHD	-0,13	0,22
P-103	108	J-66	J-70	50	PEHD	0,22	0,34
P-104	113	J-67	J-71	50	PEHD	0,23	0,25

**Tableau III.24:**L'état des tronçons (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	Au nœud	Diamètre (mm)	Matière	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-105	121	J-69	J-72	50	PEHD	0,25	0,46
P-106	120	J-68	J-73	50	PEHD	0,24	0,66
P-108	187	J-19	J-24	50	PEHD	-0,43	0,29



**Figure III.3 :** L'état des nœuds

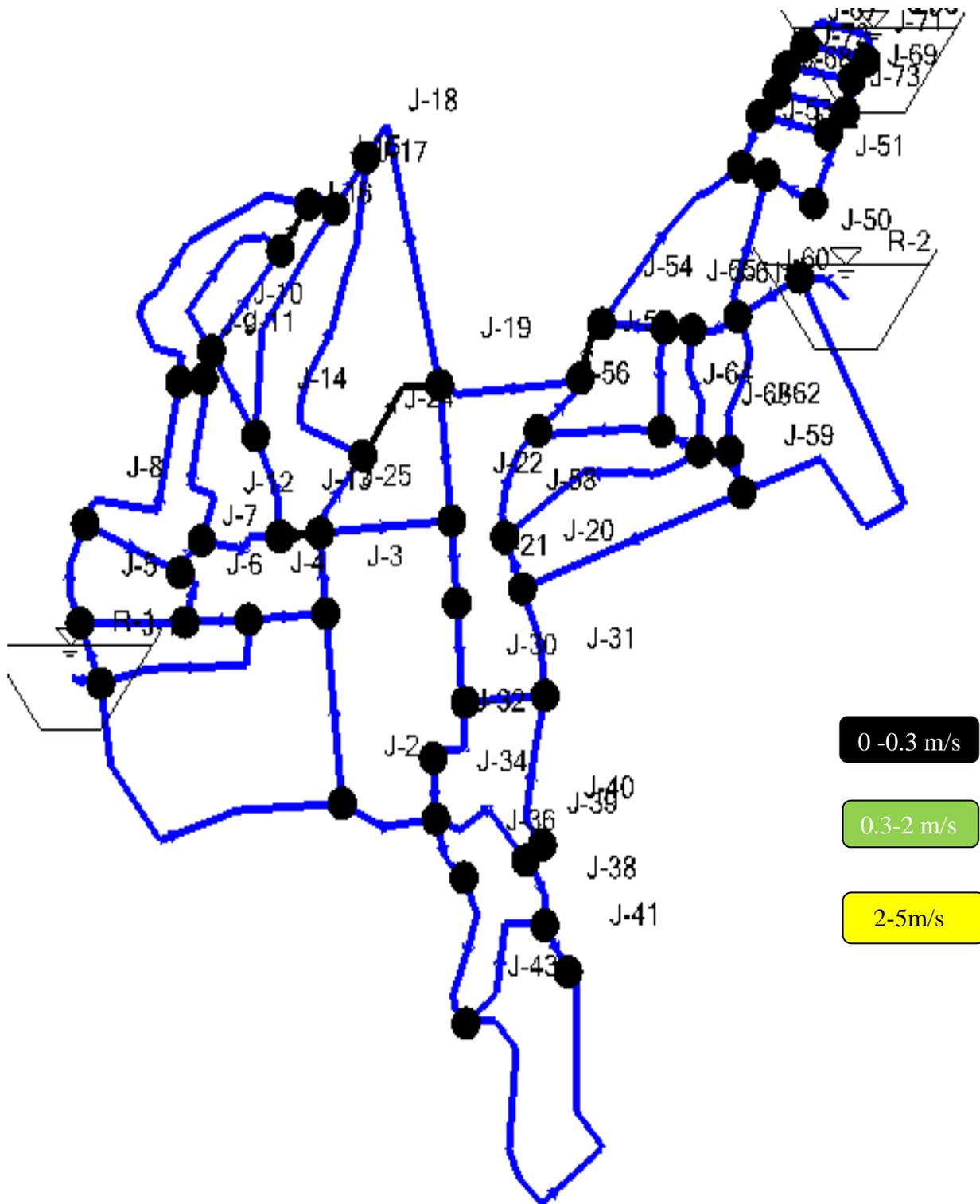


Figure III.4: L'état des tronçons

**III.7.3.2.Cas de pointe plus incendie :**• **Variante 1 :**→ **Etat des nœuds:** Le tableau suivant décrit l'état des nœuds**Tableau III.25 : L'état des nœuds**

Nœuds	Elévation (mNGA)	Demande (l/s)	charge piézométrique (mce)	Pression (bars)
J-1	92,49	1,26	100,63	0,8
J-2	67,42	1,94	91,53	2,4
J-3	68,13	1,1	90,11	2,2
J-4	73,8	1,15	94,57	2
J-5	88,37	0,89	100,17	1,2
J-6	77,61	0,78	93,65	1,6
J-7	72,79	0,68	92,22	1,9
J-8	51,1	1,39	96,35	4,4
J-9	51,1	1,75	88,43	3,7
J-10	49,82	1,37	84,87	3,4
J-11	51,62	0,66	85,5	3,3
J-12	69,61	1	91,76	2,2
J-13	66,04	0,77	88,42	2,2
J-14	58,95	1,4	85,25	2,6
J-15	46,61	1,32	84,02	3,7
J-16	54,01	1,15	84,02	2,9
J-17	51,47	1,07	83,29	3,1
J-18	56,72	2,23	82,68	2,5
J-19	52,26	2,18	86,66	3,4
J-20	37,6	1,56	70,92	3,3
J-21	48,58	18,1	66,81	1,8
J-22	46,6	0,97	77,61	3
J-24	59,69	1,82	85,1	2,5
J-25	63,6	0,82	88,72	2,5
J-26	58,2	0,71	83,2	2,4
J-27	63,61	0,8	76,18	1,2
J-28	64,92	0,47	80,85	1,6
J-30	47,99	0,85	74,72	2,6
J-31	37,07	1,1	77,35	3,9
J-32	52,93	0,45	79,21	2,6
J-33	64,81	0,43	82,89	1,8
J-34	52,74	1,03	83,91	3,1
J-35	61,59	0,59	88,09	2,6
J-36	47,27	0,87	83,5	3,5
J-37	42,45	0,48	81,45	3,8
J-38	33,17	0,55	79,8	4,6
J-39	36,48	0,71	80,14	4,3
J-40	33,19	0,56	79,69	4,6

**Tableau III.26:** état des nœuds (suite)

Nœuds	Elévation (mNGA)	Demande (l/s)	Charge piézométrique (mce)	Pression (bars)
J-41	28,77	1,99	79,66	5
J-42	39,14	0,64	81,14	4,1
J-43	41,54	2,33	82,77	4
J-50	84,77	-2,35	95,71	1,1
J-51	86	-0,73	95,78	1
J-52	72,48	0,73	94,5	2,2
J-53	67,18	1,49	100,6	3,3
J-54	51	1,1	94,39	4,2
J-55	46,62	0,92	91,01	4,3
J-56	42,18	1,03	86,83	4,4
J-58	39,2	1,3	77,62	3,8
J-59	65	2,45	89,36	2,4
J-60	72,27	1,31	93,11	2
J-61	65	1,19	92,29	2,7
J-62	65	0,68	92,08	2,7
J-63	61,07	1,4	91,82	3
J-64	59,19	0,9	91,17	3,1
J-65	60,41	1,63	92,22	3,1
J-66	99,76	0,89	101,19	0,1
J-67	81,3	0,85	100,83	1,9
J-68	73,7	0,59	100,71	2,6
J-69	92,67	0,72	96,7	1,4
J-70	85,9	0,22	101,12	1,5
J-71	95,9	0,23	100,75	1,5
J-72	77,33	0,25	96,6	1,9
J-73	89,64	0,24	100,61	1,1

→ **Etat des tronçons :** Le tableau suivant décrit l'état des tronçons

**Tableau III.27:** L'état des tronçons

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	au nœud	Diamètre (mm)	Matériel	Débits (l/s)	Vitesse (m/s)
P-1	51	R-1	J-1	315	PEHD	50,84	0,85
P-2	583	J-1	J-2	160	PEHD	25,57	1,64
P-3	97	J-1	J-5	160	PEHD	13,49	0,86
P-4	285	J-2	J-3	50	PEHD	0,65	0,43
P-5	132	J-3	J-4	90	PEHD	8,51	1,73
P-6	121	J-3	J-25	110	PEHD	8,06	1,1
P-7	322	J-4	J-1	110	PEHD	10,52	1,43
P-8	181	J-5	J-6	75	PEHD	5,46	1,6

**Tableau III.28: L'état des tronçons (suite)**

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	au nœud	Diamètre (mm)	Matériel	Débits (l/s)	Vitesse (m/s)
P-9	109	J-6	J-4	50	PEHD	0,86	0,57
P-10	94	J-6	J-7	90	PEHD	5,54	1,12
P-11	178	J-7	J-8	50	PEHD	1,48	0,98
P-12	157	J-8	J-5	90	PEHD	7,14	1,45
P-13	346	J-8	J-9	75	PEHD	4,27	1,25
P-14	47	J-10	J-11	63	PEHD	2,02	0,84
P-15	276	J-11	J-12	63	PEHD	2,68	1,11
P-16	62	J-12	J-7	110	PEHD	6,34	0,86
P-17	149	J-12	J-13	63	PEHD	2,67	1,11
P-18	158	J-13	J-14	63	PEHD	2,51	1,04
P-19	148	J-14	J-10	50	PEHD	0,45	0,3
P-20	378	J-14	J-17	50	PEHD	0,66	0,43
P-21	84	J-15	J-16	50	PEHD	0,05	0,03
P-22	511	J-15	J-9	75	PEHD	2,52	0,74
P-23	191	J-16	J-10	50	PEHD	0,61	0,4
P-24	287	J-16	J-10	50	PEHD	0,49	0,32
P-25	50	J-17	J-15	50	PEHD	1,15	0,76
P-26	93	J-17	J-18	50	PEHD	0,75	0,49
P-27	462	J-18	J-19	50	PEHD	0,87	0,57
P-28	536	J-18	J-24	50	PEHD	0,61	0,4
P-30	115	J-20	J-21	75	PEHD	5,44	1,59
P-32	123	J-21	J-22	50	PEHD	3,04	2
P-33	204	J-22	J-19	50	PEHD	2,1	1,38
P-35	138	J-24	J-25	50	PEHD	1,58	1,04
P-36	75	J-25	J-26	63	PEHD	5,05	2,09
P-37	69	J-25	J-13	50	PEHD	0,61	0,4
P-38	151	J-26	J-22	50	PEHD	1,91	1,25
P-39	121	J-26	J-27	50	PEHD	2,43	1,6
P-40	151	J-27	J-21	75	PEHD	7,31	2,14
P-41	120	J-27	J-28	75	PEHD	5,68	1,66
P-44	137	J-30	J-31	50	PEHD	1,34	0,88
P-45	131	J-30	J-32	50	PEHD	1,83	1,2
P-46	166	J-31	J-20	50	PEHD	1,95	1,28
P-47	236	J-31	J-40	90	PEHD	4,39	0,89
P-48	91	J-32	J-34	50	PEHD	2,28	1,5
P-49	111	J-33	J-28	90	PEHD	6,15	1,25

**Tableau III.29: L'état des tronçons (suite)**

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	au nœud	Diamètre (mm)	Matériel	Débits (l/s)	Vitesse (m/s)
P-50	104	J-34	J-35	110	PEHD	15,82	2,15
P-51	104	J-34	J-36	125	PEHD	6,35	0,67
P-52	203	J-34	J-39	90	PEHD	6,16	1,25
P-53	102	J-35	J-33	75	PEHD	6,58	1,92
P-54	81	J-35	J-2	125	PEHD	22,99	2,41
P-55	84	J-36	J-37	50	PEHD	1,52	1
P-56	236	J-36	J-43	110	PEHD	3,97	0,54
P-57	84	J-37	J-38	50	PEHD	0,41	0,67
P-58	65	J-37	J-42	50	PEHD	0,63	0,41
P-59	107	J-38	J-39	50	PEHD	0,51	0,33
P-60	37	J-39	J-40	90	PEHD	4,95	1
P-61	81	J-41	J-38	50	PEHD	0,37	0,24
P-62	776	J-41	J-43	50	PEHD	0,57	0,38
P-63	120	J-42	J-41	50	PEHD	1,05	0,69
P-64	129	J-43	J-42	50	PEHD	1,07	0,7
P-70	149	J-30	J-21	50	PEHD	2,31	1,52
P-71	91	R-2	J-50	160	PEHD	10,88	0,7
P-73	91	J-51	J-52	63	PEHD	2,07	0,86
P-75	339	J-53	J-54	110	PEHD	10,37	1,41
P-76	93	J-54	J-55	90	PEHD	8,84	1,8
P-77	246	J-55	J-19	90	PEHD	6	1,22
P-78	111	J-55	J-56	50	PEHD	1,92	1,26
P-79	179	J-56	J-58	50	PEHD	2,28	1,5
P-80	82	J-58	J-20	50	PEHD	2,92	1,92
P-81	403	J-20	J-59	50	PEHD	2,14	1,4
P-82	730	J-59	J-50	50	PEHD	0,87	0,57
P-83	121	J-50	J-60	125	PEHD	12,36	1,57
P-84	221	J-60	J-52	63	PEHD	1,34	0,56
P-85	84	J-60	J-61	110	PEHD	7,36	1
P-87	213	J-60	J-62	110	PEHD	5,04	0,68
P-88	66	J-62	J-59	63	PEHD	3,71	1,54
P-89	52	J-62	J-63	50	PEHD	0,65	0,43
P-90	374	J-63	J-58	50	PEHD	1,93	1,27
P-91	212	J-56	J-64	50	PEHD	1,38	0,91
P-92	154	J-64	J-65	63	PEHD	1,4	0,58
P-93	108	J-65	J-54	50	PEHD	0,42	0,68
P-94	47	J-65	J-61	110	PEHD	2,61	0,55
P-95	187	J-61	J-63	110	PEHD	3,56	0,48

Tableau III.30 : L'état des tronçons (suite)

Tronçons	Longueur (m)	Du nœud	au nœud	Diamètre (mm)	Matériel	Débits (l/s)	Vitesse (m/s)
P-96	72	J-64	J-63	50	PEHD	0,88	0,58
P-97	14	R-3	J-66	250	PEHD	17,19	0,45
P-98	216	J-66	J-67	200	PEHD	13,77	0,56
P-99	85	J-67	J-68	200	PEHD	12,69	0,52
P-100	83	J-68	J-53	200	PEHD	11,86	0,49
P-101	85	J-66	J-69	50	PEHD	2,31	1,52
P-102	147	J-69	J-51	63	PEHD	1,34	0,56
P-103	108	J-66	J-70	50	PEHD	0,22	0,74
P-104	113	J-67	J-71	50	PEHD	0,23	0,85
P-105	121	J-69	J-72	50	PEHD	0,25	0,66
P-106	120	J-68	J-73	50	PEHD	0,24	0,96
P-108	187	J-19	J-24	50	PEHD	0,85	0,56

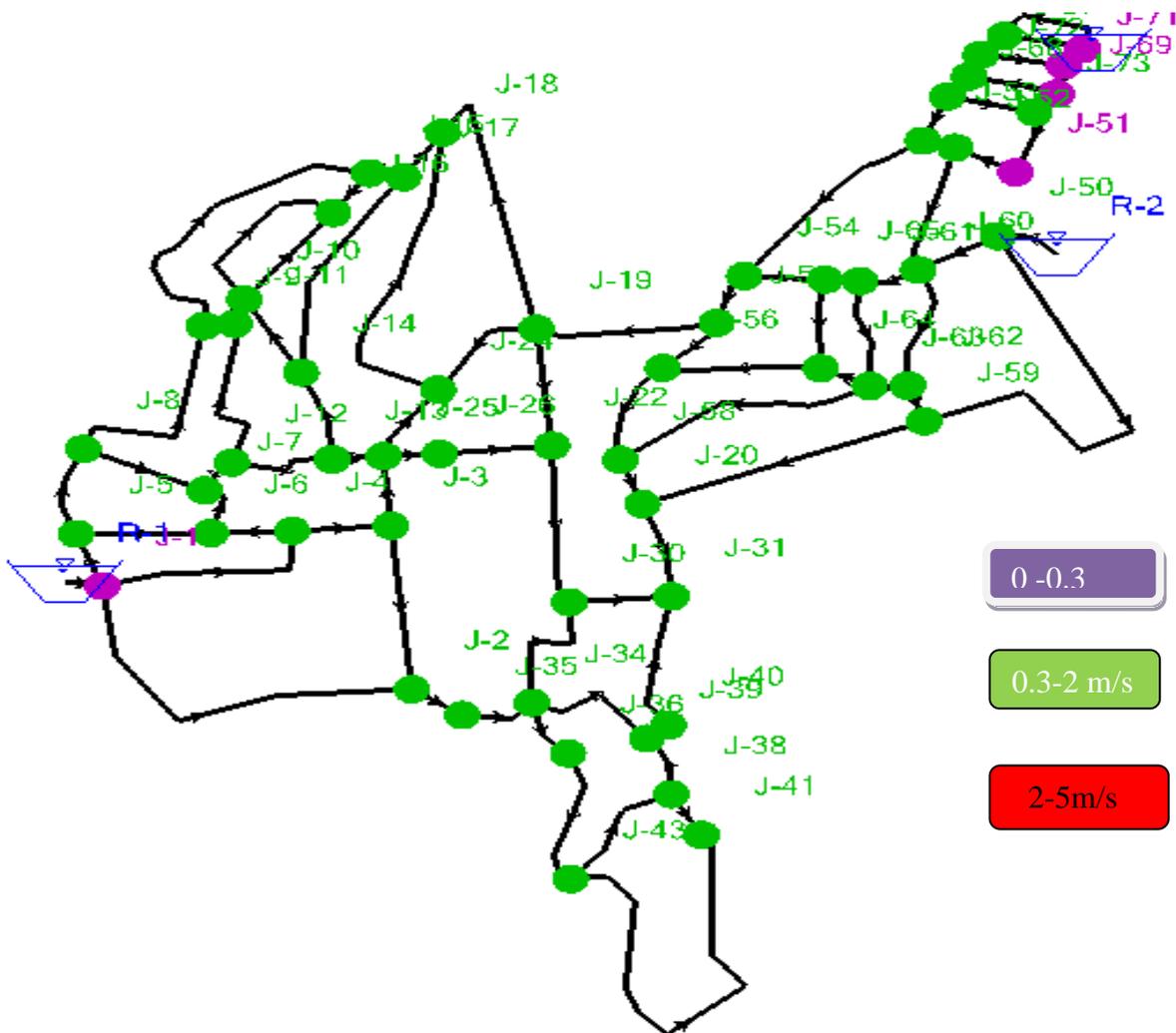


Figure III.5: L'état des nœuds

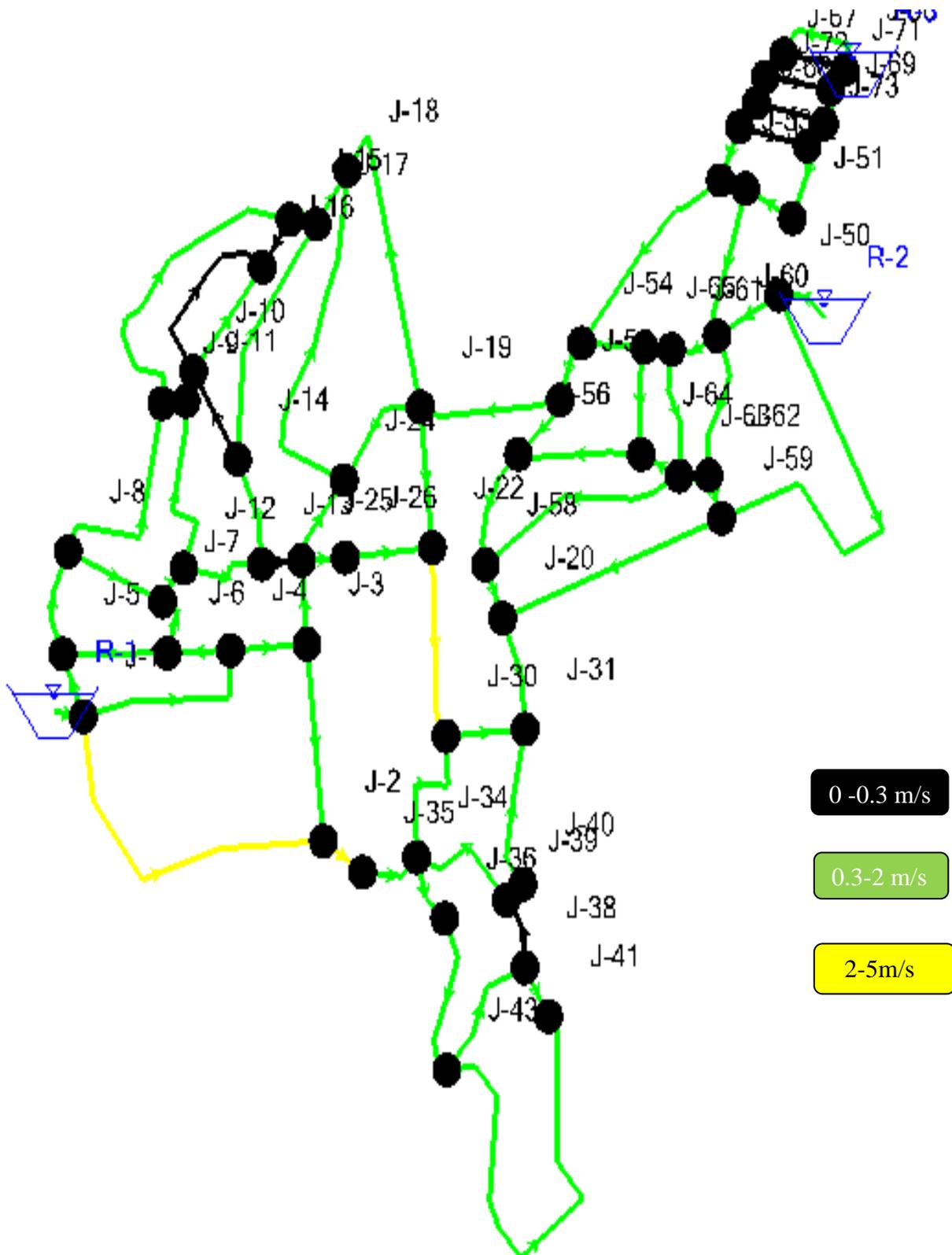


Figure III.6 :L'etat des tronçons

- **Variante 2 :**

→ **Etat des nœuds :** Le tableau suivant décrit l'état des nœuds

**Tableau III.31:**Etat des nœuds.

Nœuds	Elévation (mNGA)	Demande (l/s)	charge piézométrique (mce)	Pression (bars)
J-1	92,49	1,26	100,6	3,8
J-2	67,42	1,94	92,41	2,4
J-3	68,13	1,1	78,75	2
J-4	73,8	1,15	88,59	1,4
J-5	88,37	0,89	99,82	1,1
J-6	77,61	0,78	87,31	0,9
J-7	72,79	0,68	84,47	1,1
J-8	51,1	1,39	93,62	4,2
J-9	51,1	1,75	80,48	2,9
J-10	49,82	1,37	71,52	2,1
J-11	51,62	0,66	72,78	2,1
J-12	69,61	1	83,48	3,4
J-13	66,04	0,77	72,63	3,6
J-14	58,95	1,4	71,03	1,2
J-15	46,61	1,32	70,78	2,4
J-16	54,01	1,15	70,76	1,6
J-17	51,47	1,07	67,86	3,6
J-18	56,72	2,23	63,32	2,6
J-19	52,26	2,18	63,53	1,1
J-20	37,6	1,56	73,79	3,5
J-21	48,58	1,1	72,05	2,3
J-22	46,6	0,97	63,97	1,7
J-24	59,69	18,82	63,11	1,3
J-25	63,6	0,82	68,3	1,6
J-26	58,2	0,71	68,2	1
J-27	63,61	0,8	72,14	2,8
J-28	64,92	0,47	73,71	2,9
J-30	47,99	0,85	77,84	2,9
J-31	37,07	1,1	79,77	4,2
J-32	52,93	0,45	81,65	2,8
J-33	64,81	0,43	74,47	2,9

**Tableau III.31:**L'état des nœuds (suite).

Nœuds	Elévation (mNGA)	Demande (l/s)	charge piézométrique (mce)	Pression (bars)
J-34	52,74	1,03	85,77	3,2
J-35	61,59	0,59	89,74	2,8
J-36	47,27	0,87	85,37	3,7
J-37	42,45	0,48	83,38	4
J-38	33,17	0,55	81,84	4,8
J-39	36,48	0,71	82,25	4,5
J-40	33,19	0,56	81,84	4,8
J-41	28,77	1,99	81,67	5,2
J-42	39,14	0,64	83,08	4,3
J-43	41,54	2,33	84,65	4,2
J-50	84,77	-2,35	95,49	1
J-51	86	-0,73	94,82	2,9
J-52	72,48	0,73	90,91	1,8
J-53	67,18	1,49	67,57	3
J-54	51	1,1	64,4	1,3
J-55	46,62	0,92	64,37	1,7
J-56	42,18	1,03	71,97	2,9
J-58	39,2	1,3	73,74	3,4
J-59	65	2,45	88,9	2,3
J-60	72,27	1,31	91,22	1,9
J-61	65	1,19	89,76	2,4
J-62	65	0,68	90,33	2,5
J-63	61,07	1,4	89,27	2,8
J-64	59,19	0,9	87,38	2,8
J-65	60,41	1,63	89,52	2,8
J-66	99,76	0,89	101,2	3,1
J-67	81,3	0,85	97,45	1,6
J-68	73,7	0,59	91,86	1,8
J-69	92,67	0,72	94,61	2,2
J-70	85,9	0,22	101,13	1,5
J-71	95,9	0,23	97,37	3,8
J-72	77,33	0,25	94,5	2,7
J-73	89,64	0,24	91,76	2,2

→ **Etat des tronçons** : Le tableau suivant décrit l'état des tronçons

**Tableau III.32: L'état des tronçons**

Tronçon	Longueur (m)	du Nœud	au Nœud	Diamètre (mm)	Matériel	débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-1	51	R-1	J-1	315	PEHD	58,57	0,98
P-2	583	J-1	J-2	160	PEHD	24,16	1,55
P-3	97	J-1	J-5	160	PEHD	17,93	1,15
P-4	285	J-2	J-3	50	PEHD	2,19	1,44
P-5	132	J-3	J-4	90	PEHD	13,04	2,65
P-6	121	J-3	J-25	90	PEHD	14,14	2,87
P-7	322	J-4	J-1	110	PEHD	15,22	2,07
P-8	181	J-5	J-6	75	PEHD	7,77	2,27
P-9	109	J-6	J-4	50	PEHD	1,03	0,68
P-10	94	J-6	J-7	90	PEHD	8,01	1,63
P-11	178	J-7	J-8	50	PEHD	2,28	1,5
P-12	157	J-8	J-5	90	PEHD	9,28	1,88
P-13	346	J-8	J-9	75	PEHD	5,61	1,64
P-14	47	J-10	J-11	63	PEHD	2,92	1,21
P-15	276	J-11	J-12	63	PEHD	3,58	1,48
P-16	62	J-12	J-7	110	PEHD	9,61	1,31
P-17	149	J-12	J-13	63	PEHD	5,04	2,09
P-18	158	J-13	J-14	63	PEHD	1,73	0,72
P-19	148	J-14	J-10	50	PEHD	0,52	0,34
P-20	378	J-14	J-17	50	PEHD	0,85	0,56
P-21	84	J-15	J-16	50	PEHD	0,12	0,08
P-22	511	J-15	J-9	75	PEHD	3,86	1,13
P-23	191	J-16	J-10	50	PEHD	0,57	0,37
P-24	287	J-16	J-10	50	PEHD	0,46	0,3
P-25	50	J-17	J-15	50	PEHD	2,43	1,59
P-26	93	J-17	J-18	50	PEHD	2,21	1,46
P-27	462	J-18	J-19	50	PEHD	0,18	0,12
P-28	536	J-18	J-24	50	PEHD	0,16	0,11
P-30	115	J-20	J-21	50	PEHD	1,18	0,77
P-32	123	J-21	J-22	50	PEHD	2,6	1,71
P-33	204	J-22	J-19	110	PEHD	3,26	0,44
P-35	138	J-24	J-25	110	PEHD	15,28	2,08
P-36	75	J-25	J-26	63	PEHD	0,57	0,5
P-37	69	J-25	J-13	50	PEHD	2,53	1,67
P-38	151	J-26	J-22	50	PEHD	1,64	1,08
P-39	121	J-26	J-27	50	PEHD	1,78	1,17
P-40	151	J-27	J-21	75	PEHD	0,57	0,17
P-41	120	J-27	J-28	75	PEHD	3,15	0,92
P-44	137	J-30	J-31	50	PEHD	1,13	0,74
P-45	131	J-30	J-32	50	PEHD	1,67	1,1
P-46	166	J-31	J-20	50	PEHD	1,88	1,24

**Tableau III.33:** L'état des tronçons (suite)

Tronçons	Longueurs (m)	du Nœud	au Nœud	Diamètre (mm)	Matériel	débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-47	236	J-31	J-40	90	PEHD	4,11	0,83
P-48	91	J-32	J-34	50	PEHD	2,13	1,4
P-49	111	J-33	J-28	90	PEHD	3,62	0,74
P-50	104	J-34	J-35	110	PEHD	15,38	2,09
P-51	104	J-34	J-36	125	PEHD	6,3	0,66
P-52	203	J-34	J-39	90	PEHD	5,94	1,21
P-53	102	J-35	J-33	50	PEHD	4,05	2,67
P-54	81	J-35	J-2	125	PEHD	20,03	2,1
P-55	84	J-36	J-37	50	PEHD	1,49	0,98
P-56	236	J-36	J-43	110	PEHD	3,94	0,53
P-57	84	J-37	J-38	50	PEHD	0,4	0,65
P-58	65	J-37	J-42	50	PEHD	0,62	0,41
P-59	107	J-38	J-39	50	PEHD	0,56	0,37
P-60	37	J-39	J-40	90	PEHD	4,67	0,95
P-61	81	J-41	J-38	50	PEHD	0,41	0,47
P-62	776	J-41	J-43	50	PEHD	0,56	0,77
P-63	120	J-42	J-41	50	PEHD	1,03	0,67
P-64	129	J-43	J-42	50	PEHD	1,05	0,69
P-70	149	J-30	J-21	50	PEHD	1,95	1,28
P-71	91	R-2	J-50	160	PEHD	14,69	0,94
P-73	91	J-51	J-52	50	PEHD	0,63	1,02
P-75	339	J-53	J-54	50	PEHD	0,28	0,45
P-76	93	J-54	J-55	90	PEHD	0,74	0,75
P-77	246	J-55	J-19	90	PEHD	2,47	0,5
P-78	111	J-55	J-56	50	PEHD	2,65	1,74
P-79	179	J-56	J-58	50	PEHD	0,94	0,62
P-80	82	J-58	J-20	50	PEHD	0,21	0,63
P-81	403	J-20	J-59	50	PEHD	1,07	1,1
P-82	730	J-59	J-50	50	PEHD	0,89	0,59
P-83	121	J-50	J-60	125	PEHD	16,15	2,05
P-84	221	J-60	J-52	50	PEHD	0,1	0,16
P-85	84	J-60	J-61	110	PEHD	10,07	1,37
P-87	213	J-60	J-62	110	PEHD	4,68	0,64

**Tableau III.33:** L'état des tronçons (suite)

Tronçons	Longueur (m)	du Nœud	au Nœud	Diamètre (mm)	Matériel	débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-88	66	J-62	J-59	63	PEHD	2,62	1,09
P-89	52	J-62	J-63	50	PEHD	1,38	0,91
P-90	374	J-63	J-58	50	PEHD	2,03	1,33
P-91	212	J-56	J-64	50	PEHD	2,74	1,8
P-92	154	J-64	J-65	63	PEHD	2,06	0,85
P-93	108	J-65	J-54	50	PEHD	1,56	2,54
P-94	47	J-65	J-61	110	PEHD	5,25	0,71
P-95	187	J-61	J-63	110	PEHD	3,63	0,49
P-96	72	J-64	J-63	50	PEHD	1,58	1,04
P-97	14	R-3	J-66	250	PEHD	5,65	0,15
P-98	216	J-66	J-67	75	PEHD	3,68	1,07
P-99	85	J-67	J-68	50	PEHD	2,6	1,71
P-100	83	J-68	J-53	50	PEHD	1,77	2,87
P-101	85	J-66	J-69	50	PEHD	0,87	1,41
P-102	147	J-69	J-51	50	PEHD	0,1	0,86
P-103	108	J-66	J-70	50	PEHD	0,22	0,94
P-104	113	J-67	J-71	50	PEHD	0,23	0,55
P-105	121	J-69	J-72	50	PEHD	0,25	0,96
P-106	120	J-68	J-73	50	PEHD	0,24	0,76
P-108	187	J-19	J-24	110	PEHD	3,37	0,46

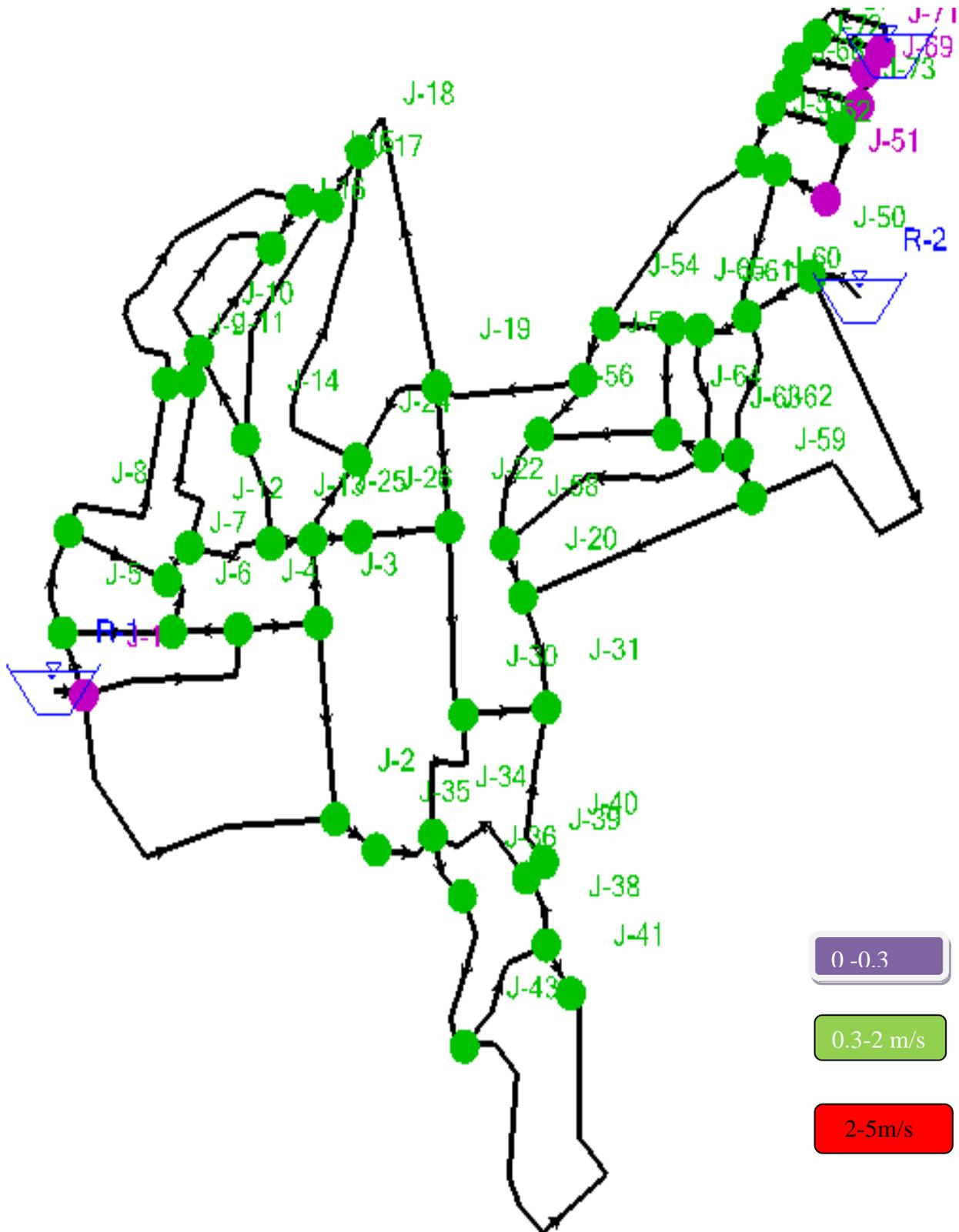


Figure III.7 :l'état des nœuds

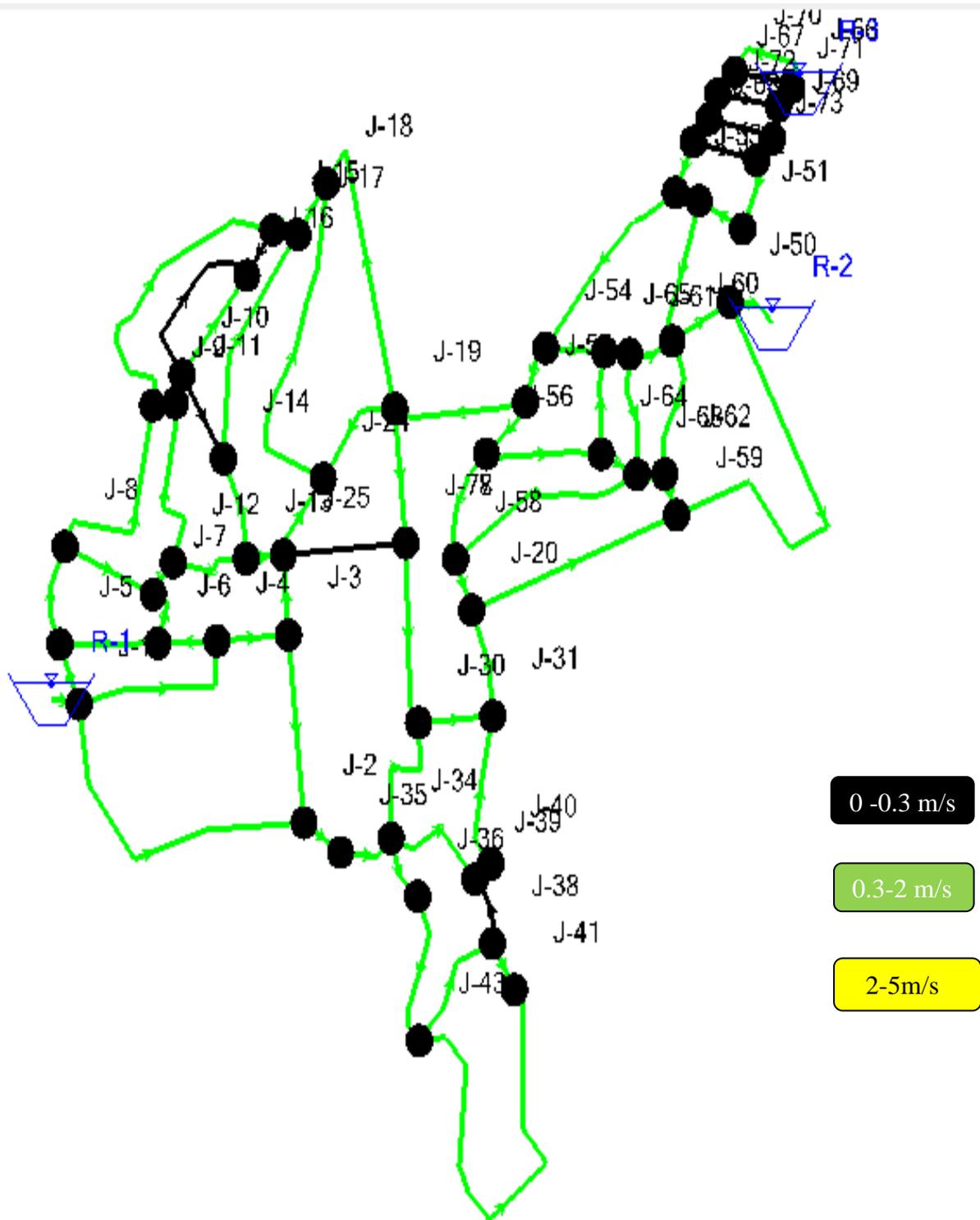


Figure III.8 :l'état des tronçons

### **III.8. Interprétation du résultat :**

Le résultat obtenu dans la simulation se base sur deux critères :

- Pression dans les nœuds ne dépasse pas les 10 bars ;
- La vitesse est entre 0.3-2.7 (m/s) ;

En comparant les deux variantes, on remarque que la variante à contre réservoir présente des vitesses assez faibles par rapport à la variante 2, mais le réel inconvénient est celui de la gestion, car le système à contre réservoir exige une alimentation H24 ce qui n'est pas le cas souvent dans cette localité surtout durant la période estivale. De ce fait on choisira la variante 2 pour faciliter la gestion du réseau.

### **III.9. Conclusion :**

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

# **Chapitre IV :**

# **Etude de stockage**

### **IV.1.Introduction :**

Le stockage de l'eau potable est un composant principal du système d'alimentation en eau potable.

Dans notre projet on utilise les trois réservoirs existants qui sont implantés a des cote différentes avec des capacité différentes :

-Réservoir l'Aioun centre est implanté a une côte de 101 m NGA avec une capacité de 1000 m<sup>3</sup>.

-Réservoir EL-Hamamet est implanté a une cote de 100 m NGA avec une capacité de 2\*150m<sup>3</sup>.

-Réservoir de cote 101 m NGA et de capacité 80 m<sup>3</sup>.

Il convient de souligner que l'existence de ces réservoirs est une contrainte pour le projecteur du fait que les cotes sont imposées.

### **IV.2. Les rôles des réservoirs :[3]**

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions générales multiples :

-Régulation du débit : Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.

-Sécurité d'approvisionnement : Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie)

-Régulation de la pression : Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau.

-Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.

-Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.

-Réacteur participant au traitement : les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.

-Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pressions apparaissent aux points éloignés, on peut installer un deuxième réservoir (d'extrémité ou d'équilibre)

-Réduction des dépenses d'énergie : Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

### **IV.3.Emplacement des réservoirs :**

Malgré l'existance du réservoir, son emplacement doit toujours tenir compte les aspects suivantes :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.

- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence en extrémité du réseau.
- la cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les consommateurs par une pression suffisante

#### **IV.4. Classification des réservoirs :[1]**

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories : D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs métalliques
- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton arme, ordinaire ou précontraint

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélèves

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Ou d'une forme quelconque

#### **IV.5. Aménagements interne des réservoirs :[3]**

On doit éviter les zones mortes pour un renouvellement de l'eau meilleur et homogène pour tout le volume. Pour les éviter il faut :

- éloigner les points d'arrivée et de départ.
- créer des chicanes
- casser les angles horizontaux et verticaux par des goussets (15 x 15), ce qui facilite de plus les opérations de nettoyage.

Les radiers doivent présenter une forme de pente (1 à 1,5 %) afin d'évacuer totalement les eaux lors des vidanges et des opérations de nettoyage avec un puisard.

- *Remarque : de préférence il faut imposer une vidange et un nettoyage des réservoirs au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies d'une désinfection de l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau.*

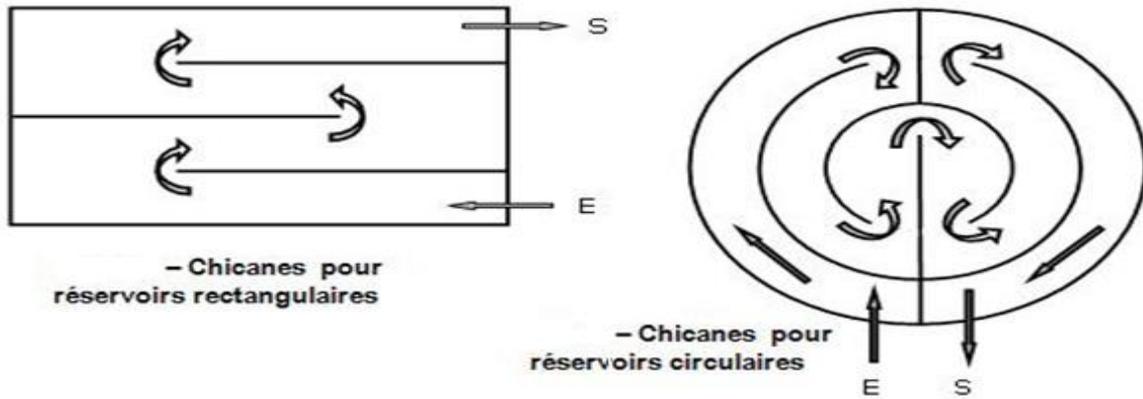


Figure IV.1 : Les chicanes

**IV.6.Équipements des réservoirs :**

Les réservoirs doivent comporter les équipements suivants :

- dispositifs d'alimentation et de départ.
- trop-plein et vidange.
- évent protégé.
- trappes d'accès et échelles.
- jauges et détecteurs de niveau.
- dispositifs anti-intrusion et de contrôle d'accès.
- robinets de prise d'échantillon en amont en en aval du réservoir.
- crépine coudée
- déversoir circulaire
- Manchon à deux brides
- Manchon à deux brides et à bout lisse
- joint Gibault
- robinet vanne à bride
- Té à trois brides
- Coudes à brides

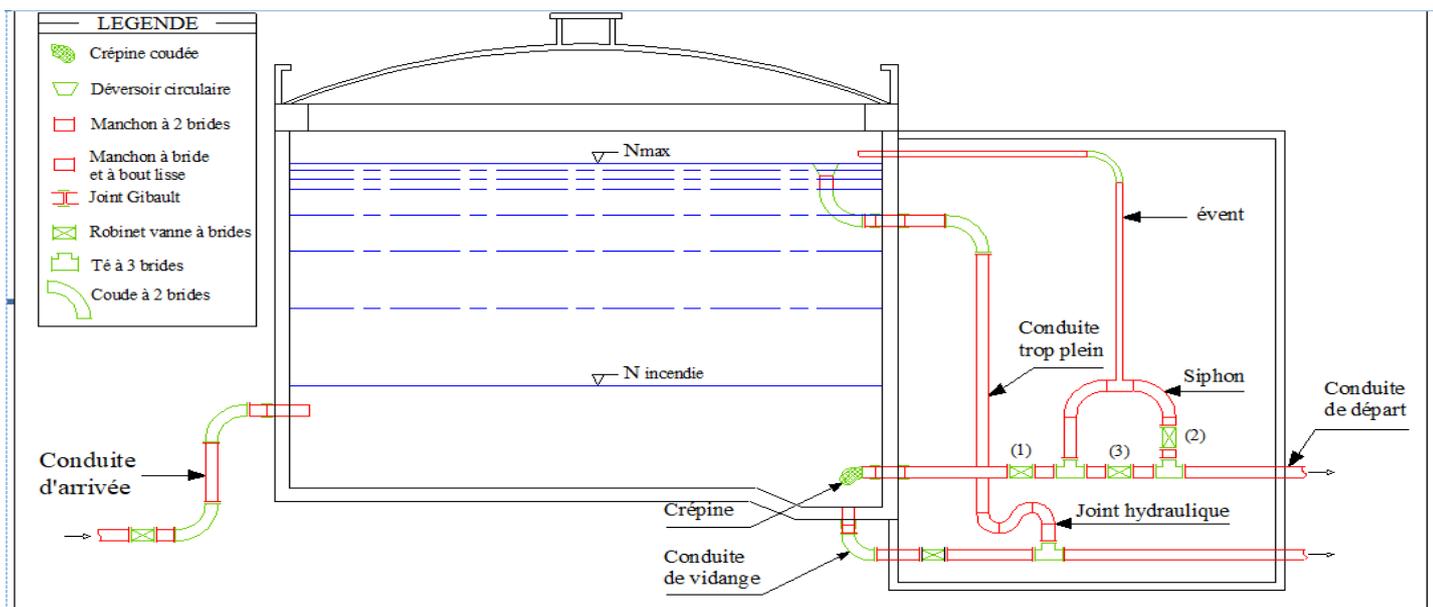


Figure IV.2 : Les équipements de réservoirs

### IV.7.Recommandations diverses :[2]

- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues.
- Éviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique (talutage, pare-soleil), et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations.
- Aménager des évacuations pour les eaux pluviales.
- Prévoir des accès au réservoir empruntable par des véhicules en toute saison.
- le renouvellement de l'étanchéité extérieure afin de parer à toute infiltration d'eau pouvant contaminer l'eau stockée.
- la mise en œuvre d'une isolation thermique afin de maintenir à l'intérieur de l'ouvrage une température constante proche de celle de l'eau emmagasinée.
- la réfection du revêtement de la surface intérieure en contact avec l'eau potable.
- la séparation de la réserve d'eau et de la chambre à vannes.
- la modification du système d'aération de la cuve (élimination des chapeaux d'aération au-dessus du plan d'eau et mise en place d'un système d'aération avec bouche murale, filtres et gaines d'aération horizontales).
- la modification de l'accès aux cuves pour faciliter le travail du personnel en charge des travaux d'entretien, le renouvellement de la tuyauterie et de la robinetterie.

### IV.8.Capacité de réservoir :

Le dimensionnement d'un réservoir doit prendre en compte l'évolution de la population et ses habitudes de consommation. Il doit être tenu compte du fait que l'eau ne doit pas stagner dans le réservoir plus de 24 heures. Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous avons recouru soit à la méthode graphique, soit à la méthode analytique.

#### IV.8.1.La méthode graphique :[1]

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

#### IV.8.2.La méthode analytique :[1]

Connaissant le régime de consommation de l'agglomération ainsi que le régime de travail de la station de pompage, nous déterminons analytiquement la capacité du réservoir.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau

Le volume utile est donnée par :

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

a % : représente le maximum des restes de  $Q_{\max,j}$

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

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

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

Le tableau suivant représente la capacité de stockage totale

**Tableau IV.1 : Détermination de la capacité de stockage totale .**

Heurs	Refoulement	consommation	arrivé	départs	cumul
	%	%	%	%	%
0 -1	0	1		1	-1
1 -2	0	1		1	-2
2 -3	0	1		1	-3
3 -4	0	1		1	-4
4 -5	0	2		2	-6
5 -6	6,25	3	3,25		-2,75
6 -7	6,25	5	1,25		-1,5
7 -8	6,25	6,5		0,25	-1,75
8 -9	6,25	6,5		0,25	-2
9 -10	6,25	5,5	0,75		-1,25
10 -11	6,25	4,5	1,75		0,5
11 -12	6,25	5,5	0,75		1,25
12 -13	6,25	7		0,75	0,5
13 -14	6,25	7		0,75	-0,25
14 -15	6,25	5,5	0,75		0,5
15 -16	6,25	4,5	1,75		2,25
16 -17	6,25	5	1,25		3,5
17 -18	6,25	6,5		0,25	3,25
18 -19	6,25	6,5		0,25	3
19 -20	6,25	5	1,25		4,25
20 -21	6,25	4,5	1,75		6
21 -22	0	3		3	3
22 -23	0	2		2	1
23 -24	0	1		1	0

Ce tableau nous donne un résidu maximum égal à 12% sans prise en compte de la réserve d'incendie donc le volume du réservoir est donne par la relation suivante :

$$V_T = \frac{\left( Q_{\max j2019} * p\% \right)}{100} + V_{inc} = [((6+|-6|) * 1890,8695) / 100] + 120 = 346.904 \text{m}^3 \dots \text{à l'horizon 2019}$$

$$V_T = \frac{(Q_{\max j2050} * p\%)}{100} + V_{\text{inc}} = [(12 * 3920.241) / 100] + 120 = 590.43 \text{ m}^3 \quad \dots \text{à l'horizon 2050}$$

P% : représente le maximum des restes de  $Q_{\max j}$  en pourcentage.

$$R_{\max} = |V^+| + |V^-| (\%) = |12| (\%) \quad (\text{IV.3})$$

$V_{\text{inc}}$  : réserve d'incendie qui est égale à 120 m<sup>3</sup>.

#### IV.9. Besoins en stockages :

Les résultats obtenues sur les besoins sont trouvés sur le tableau ci-après

**Tableau IV.1 : Besoins en stockages.**

Horizons	Actuel 2019	Horizon d'étude 2050
$Q_{\max j}$ (m <sup>3</sup> /j)	1890.8695	3920,241
$V_u$ (m <sup>3</sup> )	226,904	470,429
$V_{\text{inc}}$ (m <sup>3</sup> )	120	120
Besoin en stockage	346,904	590,43

#### IV.10. Bilan de stockage :

Les résultats obtenus sur Bilan de comparaison sont trouvés sur le tableau ci-après

**Tableau IV.2 : Bilan de stockage**

Horizons	2019	2050
Stockage actuel (m <sup>3</sup> )	1380	1380
Besoins de stockage (m <sup>3</sup> )	346,904	590,43
Déficit (m <sup>3</sup> )	----	----

#### IV.11. Conclusion :

Du point de vue capacité de stockage actuel le bilan de comparaison ne montre aucun déficit à l'horizon de calcul 2050. Nous concluons que les demandes à l'horizon actuel et à long termes est assuré par les réservoirs présentés précédemment.

**Chapitre V :**  
**Etude d'adduction et**  
**de pompage**

**V.1.introduction :**

Le but de ce présent chapitre, est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs et de combler le déficit en eau potable des différentes localités. Pour cela, on est appelé à faire une étude technico-économique pour dimensionner le réseau d'adduction

**V.2.Définition:**

L'adduction est le transport d'eau, consiste à étudier les voies et moyens technico-économique pour acheminer les eaux prélevées de la source d'alimentation (puits, forage, barrage, station ...), soit vers leur lieu d'accumulation (réservoirs), soit directement vers les zones de leur consommation (réseau de distribution).

En général elle ne comporte aucun piquage. L'adduction se fait à l'aide de canalisations soit par pompage ou gravitairement.

Une installation d'adduction en eau potable (AEP) comprend une source d'eau (un puits, forage, station de traitement), une pompe mécanique et des infrastructures : château d'eau et réseau de tuyauteries terminés par des borne-fontaine publiques complétées par quelques branchements individuels.

**V.3.Classification :[3]**

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

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

Adduction gravitaire :

L'écoulement de l'eau se fait par gravité suite à la différence de côtes : l'altitude de la source est supérieure celle du point de consommation.

Adduction par refoulement :

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

Adduction mixte :

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

**V.4.Matériau des conduites :**

Plusieurs critères doivent être pris en considération pour le choix d'un tuyau. Il y a deux types de critères différents, les critères techniques et les critères financiers.

-Pour les critères techniques, on trouve principalement :

-Les pressions de service et maximales, voire les dépressions.

-La qualité des revêtements intérieurs et extérieurs Pour le revêtement intérieur, il s'agit de vérifier qu'il permet de transporter l'eau, dans des conditions sanitaires répondant aux normes de potabilité. Pour le revêtement extérieur, il s'agit là de vérifier qu'il protège le tuyau contre les agressions extérieures, principalement les attaques chimiques et électrochimiques, sources de corrosion. Les charges statiques et dynamiques dues au poids des terres et aux trafics usuels qui peuvent, suivant les cas, être importants. Il est donc nécessaire d'y prêter attention et de le préciser lors de la demande

-Pour les critères financiers, on considère coûts du transport, du levage, de montage qui peut être différents d'un matériau

#### **V.4.1. Tuyaux en fonte ductile :**

Ce tube a subi de nombreuses évolutions, principalement dans ses revêtements intérieurs et extérieurs. Il existe d'ailleurs aujourd'hui, plusieurs types de revêtements intérieurs et extérieurs. Les qualités principales de sont :

- une bonne connaissance de la qualité du produit après utilisations antérieures.
- une excellent résistance mécanique.

Ces principaux défauts sont :

- un poids élevé,
- un prix relativement élevé,
- une structure multicouche,
- une sensibilité à la corrosion.
- Rigidité

#### **V.4.2. Poly éthylène :**

Les qualités principales de ce tuyau sont :

- la résistance à la corrosion,
- la légèreté,
- la souplesse,
- le faible prix par rapport à la fonte à un certain diamètre..

Ces principaux défauts sont :

- un raccord nécessitant certaines précautions,
- une légèrement moins bonne résistance mécanique.

**V.4.3.L'acier :[6]**

Les tuyaux en acier possèdent de bonnes caractéristiques mécaniques et leur conductibilité est excellente, ce qui réduit cependant leur résistance à la corrosion par rapport aux tuyaux en fonte. Sans enveloppe ni protection cathodique anti corrosion, la durée d'exploitation des tuyaux en acier reste raisonnable et sa rentabilité économique. Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où économie sur le transport, mais plus lourds que les tuyaux en matières plastiques. Leur résistance aux contraintes (chocs, écrasement déplacement de terrains) est supérieure à celle des tuyaux en matières plastiques. Par contre leur résistance à la corrosion est due à la qualité de ses revêtements intérieur et extérieur mais le passage au balai électrique permet la détection, suivie d'une réparation, des éventuelles détériorations du revêtement extérieur au moment de la pose. Donc, le choix du matériau dépend principalement de l'aspect technico économique de la conception. D'un point de vue technique, la conduite doit résister à la pression de service. Les conduites en fonte ductile sont caractérisées par une pression nominale de 25 bars, ce qui oriente notre choix vers ce type de matériau notamment lorsqu'il s'agit de pression supérieure à la pression nominale des conduites en PEHD (16 bars) pour les faibles diamètres. Dans notre projet, on prévoit des conduites en fonte ductile caractérisées par une pression nominale de 25 bars pour le tracé principal, L'acier sera consacré aux tronçons soumis au fortes pressions notamment les franchissements des oueds et les conduites de refoulement.

**V.5.Choix du matériau :**

Puisque les débits transportés sont assez faibles et les pressions pas très importantes, le matériau le mieux adapté techniquement et économiquement c'est le PEHD.

**V.6.Proposition de la variante :**

Dans cette 1ere variante, on a trois tronçons :

- Station de pompage OUM TEBOUL vers le réservoir 1000 m<sup>3</sup>.
- Réservoir 1000 m<sup>3</sup> vers la station de pompage ELBAYADA.
- Station de pompage ELBAYADA vers la bêche à eau.
- Station de pompage ELBAYADA vers le réservoir 2\*150.

**V.7.Etude technico-économique de l'adduction :****V.7.1.Etude de l'adduction par refoulement :[1]**

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-économiques'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 :

### V.7.1.1.Frais d'exploitation:

#### V.7.1.1.1. 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<sup>3</sup>/s);
- De la rugosité absolue K<sub>s</sub> exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D 2 g} = I * 1 \quad (\text{V.1})$$

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\xi}{D})^{-2} \quad (\text{V.2})$$

Avec : La rugosité de la conduite, est prise égale à 0,001 mm

#### V.7.1.1.2. Pertes de charge singulières :

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

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l \quad (\text{V.3})$$

#### V.7.1.1.3. Pertes de charge totales ( $\Delta H_t$ ) :

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

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (\text{V.4})$$

#### V.7.1.1.4.Calcul de la hauteur manométrique totale :

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

$$HMT = Hg + \Delta H_t \quad (V.5)$$

Hg: la hauteur géométrique (m)

$\Delta H_t$  : pertes de charge totales (m)

#### V.7.1.1.5. Puissance absorbée par la pompe :

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

$$P = \frac{\rho * g * Q * HMT}{\eta} \quad (V.6)$$

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

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

g: pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

#### V.7.1.1.6. Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (V.7)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =16h

#### V.7.1.1.7. Dépense annuelle de l'énergie :

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (V.8)$$

E: énergie consommée par la pompe en (KWH))

e: prix unitaire d'un KWh H imposé par la SONELGAZ.

#### V.7.1.2. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]} \quad (V.9)$$

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

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (V.10)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

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

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{20} - 1} + 0,08 = 0,1018 = 10.18\%$$

$$A=10,18 \%$$

### V.7.2. Etude de l'adduction gravitaire :[1]

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{V.11})$$

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

$K'$  : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_e = L_g + L_{e_e} \quad (\text{V.12})$$

$L_g$  : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

$L_{e_e}$  : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= 1,15 * \Delta H_p^{lin} \\ \Rightarrow L_{eq} &= 1,15 * L_g \end{aligned} \quad (\text{V.13})$$

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

$\Delta H_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m<sup>3</sup>/s) ;

$D_{av}$  : Diamètre avantageux calculé 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  $\beta$  sont donnés dans le tableau

**Tableau V.1** : Coefficients  $K'$ ,  $m$ ,  $\beta$  pour différents types de 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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{V.14})$$

Dans notre cas, on prend :  $K' = 0,001735$  ;  $\beta = 2$  ;  $m = 5,3$  (matériaux : PEHD).

#### ➤ La vitesse d'écoulement

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

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

$$Q = V * S \quad (\text{V.15})$$

$$Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{V.16})$$

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{V.17})$$

Avec :

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

S : section de la canalisation ( $\text{m}^2$ ) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m)

### V.7.3. Détermination de diamètre économique des conduite de refoulement :

#### V.7.3.1. Tronçon SP OUM TEBOUL –RV 1000 $\text{m}^3$ :

- Q = 0.045  $\text{m}^3/\text{s}$
- L = 3200m
- Hg = 69.12m
- DC<sub>Bonnin</sub> = 0.213m

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

**Tableau V.2:** Calcul de la HMT du tronçon SP OUM ETBOUL- RV100 m<sup>3</sup>

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	Longueur (m)	$\Delta H l$ (mce)	$\Delta H s$ (mce)	$\Delta H t$ (mce)	Hg (m)	HMT (mce)
160	2.25	0.0367	3200	190.711	28.607	219.318	69.12	288.438
200	1.44	0.0342	3200	58.235	8.73	66.971	69.12	136.09
250	0.92	0.0318	3200	17.743	2.66	20.405	69.12	89.525
315	0.58	0.0297	3200	5.218	0.78	6.001	69.12	75.12
400	0.36	0.0277	3200	1.474	0.22	1.695	69.12	70.81
500	0.23	0.0261	3200	0.455	0.068	0.523	69.12	69.64

Le tableau suivant représente les frais d'amortissement du tronçon OUM ETBOUL - RV1000m<sup>3</sup>

**Tableau V.3:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP OUM ETBOUL-RV1000 m<sup>3</sup>

Diamètre (mm)	prix de ml (DA)	Longueur de la conduite (m)	Prix totale de la conduite (DA)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
160	2072.388	3200	6631641,6	0,1018	675101,115
200	3254.412	3200	10414118,4	0,1018	1060157,25
250	5035.128	3200	16112409,6	0,1018	1640243,3
315	7982.52	3200	25544064	0,1018	2600385,72
400	8249.74	3200	26399168	0,1018	2687435,3
500	9125.96	3200	29203072	0,1018	2972872,73

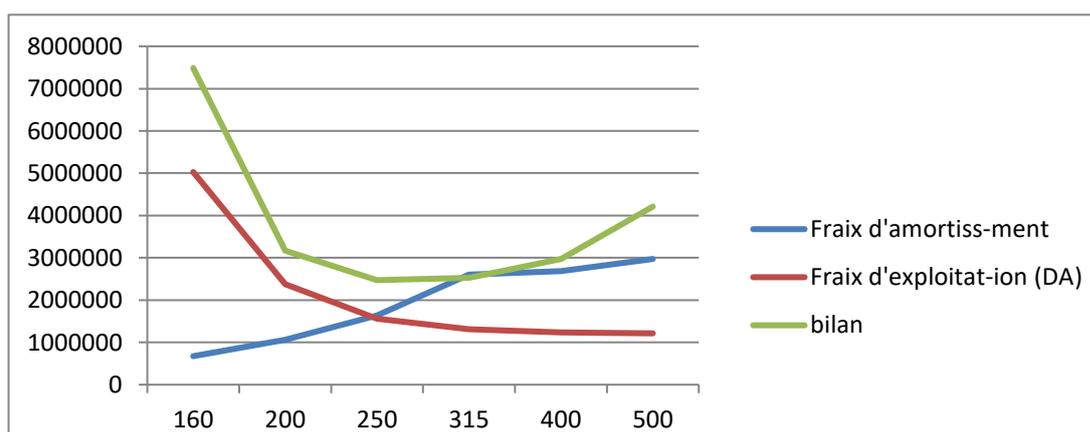
Le tableau si dessous représente les Frais d'exploitation du tronçon SPOUMETBOUL- RV1000m<sup>3</sup> :

**Tableau V.4 :** Calcul des frais d'exploitation du SP OUM ETBOUL-RV1000 m<sup>3</sup>

diamètre (mm)	Puissance kw	Energie kwh	e (DA)	Frais d'exploitation (DA)
160	156,5692	914363,88	1.604	5029001,363
200	73,87237	431414,66	1.604	2372780,652
250	48,59572	283799,03	1.604	1560894,663
315	40,77693	238137,28	1.604	1309755,063
400	38,43969	224487,78	1.604	1234682,799

**Tableau V.5** :Bilan du tronçon SP OUM ETBOUL-RV1000m<sup>3</sup>

diamètre (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
160	5029001,363	675101,115	7485959,89
200	2372780,652	1060157,25	3168824,82
250	1560894,663	1640243,3	2472114,35
315	1309755,063	2600385,72	2527992,33
400	1234682,799	2687435,3	2975608,73

**Figure V.1:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation  
(Tronçon SP OUM ETBOUL-RV1000m<sup>3</sup>)**Conclusion :**

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de 0.92 m/s

**V.7.3.2. Tronçon SP BAYADA-RV 2\*150 m<sup>3</sup>**

- $Q = 0,0136 \text{ m}^3/\text{s}$
- $L = 2022 \text{ m}$
- $H_g = 60 \text{ m}$
- $D_{c \text{ Bonnin}} = 0,116 \text{ m}$

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

**Tableau V.6 :** Calcul de la HMT du tronçon SP BAYADA-RV 2\*150m<sup>3</sup>

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	$\Lambda$	Longueurs (m)	$\Delta H l$ (mce)	$\Delta H s$ (mce)	$\Delta H t$ (mce)	Hg (mmce)	HMT (mce)
90	2,140748	0,0447	2022	234,5731868	35,18597802	269,759165	60	329,759165
110	1,433063	0,0417	2022	80,23355239	12,03503286	92,2685852	60	152,268585
125	1,109764	0,0399	2022	40,51410252	6,077115378	46,5912179	60	106,591218
160	0,677346	0,0367	2022	10,84549911	1,626824867	12,472324	60	72,472324
200	0,433502	0,0342	2022	3,311765059	0,496764759	3,80852982	60	63,8085298
250	0,277441	0,0318	2022	1,009044847	0,151356727	1,16040157	60	61,1604016
315	0,174755	0,0261	2022	0,260778108	0,039116716	0,29989482	60	60,2998948

Le tableau suivant représente les frais d'amortissement du tronçons SPBAYADA-RV2\*150

**Tableau V.7:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SP BAYADA-RV2\*150m<sup>3</sup>

Diamètre (mm)	prix de ml (DA)	Longueur de la conduite (m)	Prix totale de la conduite (DA)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
90	660,1	2022	1334722,2	0,1018	135874,72
110	979,39	2022	1980326,58	0,1018	201597,2458
125	1267,99	2022	2563875,78	0,1018	261002,5544
160	2072,39	2022	4190372,58	0,1018	426579,9286
200	3254,41	2022	6580417,02	0,1018	669886,4526
250	5035,13	2022	10181032,9	0,1018	1036429,145
315	7982,52	2022	16140655,4	0,1018	1643118,724

Le tableau suivant représente les frais d'exploitation du tronçons SPBAYADA-RV2\*150 :

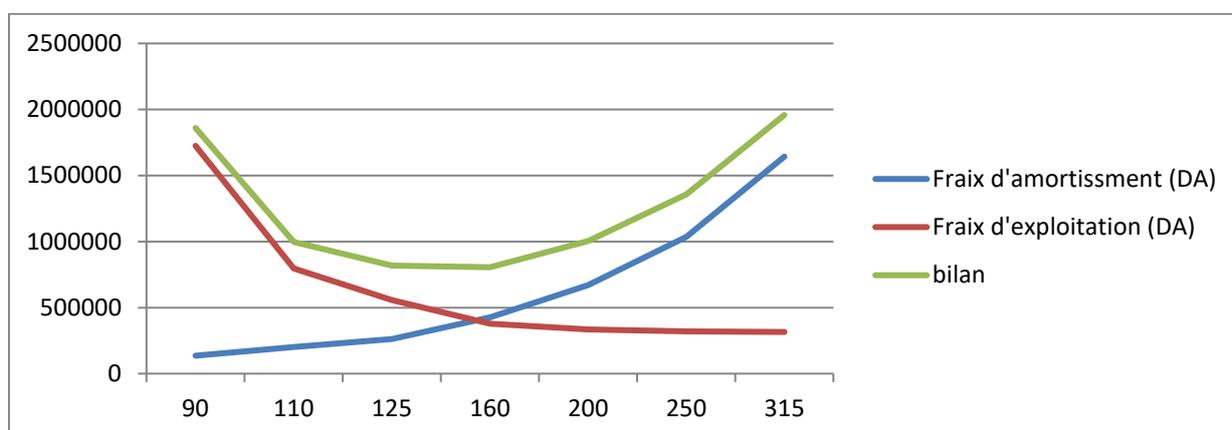
**Tableau V.8:** Calcule des frais d'exploitation du SPBAYADA- RV2\*150m<sup>3</sup>

Diamètre (mm)	Puissance kw	Energie kwh	e (DA)	Frais d'exploitation (DA)
90	53.7	313606.6	1.604	1724836.15
110	24.8	144810	1.604	796455.07
125	17.36	101370	1.604	557353
160	11.8	68922.4	1.604	379173
200	10.39	60683	1.604	33756.48
250	9.96	58164	1.604	319905.2
315	9.82	57346.2	1.604	3154504.24

Le tableau suivant représente les frais d'exploitation du tronçons SPBAYADA-RV2\*150 :

**Tableau V.9:**Bilan du tronçon SPBAYADA- RV 2\*150m<sup>3</sup>

Diamètre (mm)	Fraix d'amortissement (DA)	Fraix d'exploitation (DA)	Bilan
90	142029,324	3101101,17	3243130,49
110	201817,4942	1152609,14	1354426,63
125	287905,7901	570361,63	858267,42
160	423206,2176	409563,95	832770,16
200	464168,298	334804,95	798973,25
250	567293,9376	320134,24	887428,18
315	747815,2668	316213,48	1064028,74



**Figure V.2:** Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation  
(Tronçon SP BAYADA- RV2\*150m<sup>3</sup>)

### Conclusion :

Selon la combinaison des frais d'exploitation et d'exploitation, le diamètre économique est de 160mm, avecune vitesse de 0.67 m/s

### V.7.3.2. Tronçons SP BAYADA –RV 80m<sup>3</sup> :

- $Q = 0,00363\text{m}^3/\text{s}$
- $L = 2100\text{m}$
- $H_g = 64\text{m}$
- $D_{c \text{ Bonnin}} = 0,0602 \text{ m}$

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

**Tableau V.10:** Calcul de la HMT du tronçon SP BAYADA-RV 80sm<sup>3</sup>

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	Longueurs (m)	$\Delta H l$ (m)	$\Delta H s$ (m)	$\Delta H t$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
50	1.84	0,055	2100	161,870	24,280	186,150	64	250,150
63	1.16	0,049	2100	34,222	5,133	39,355	64	103,355
75	0.82	0,045	2100	10,298	1,545	11,843	64	75,843
90	0.57	0,042	2100	3,150	0,472	3,622	64	67,622
110	0.38	0,039	2100	1,175	0,176	1,352	64	65,352
125	0.29	0,036	2100	0,257	0,039	0,296	64	64,296
160	0.18	0,033	2100	0,077	0,012	0,089	64	64,089

Le tableau suivant représente les frais d'amortissement

**Tableau V.11:** Calcul des frais d'amortissement du tronçon SPBAYADA-RV80m<sup>3</sup>

Diamètre (mm)	prix de ml (DA)	Longueur de la conduite (m)	Prix totale de la conduite (DA)	Annuité (%)	Frais d'amortissement
50	475,89	2100	999369	0,1018	101736
63	690	2100	1449000	0,1018	147508
75	980,46	2100	2058966	0,1018	209603
90	1398,7	2100	2937249	0,1018	299012
110	2056	2100	4317600	0,1018	439532
125	2255	2100	4735500	0,1018	482074
160	2756	2100	5787600	0,1018	589178

Le tableau suivant représente les frais d'exploitation du SP BAYADA-RV80m<sup>3</sup>.

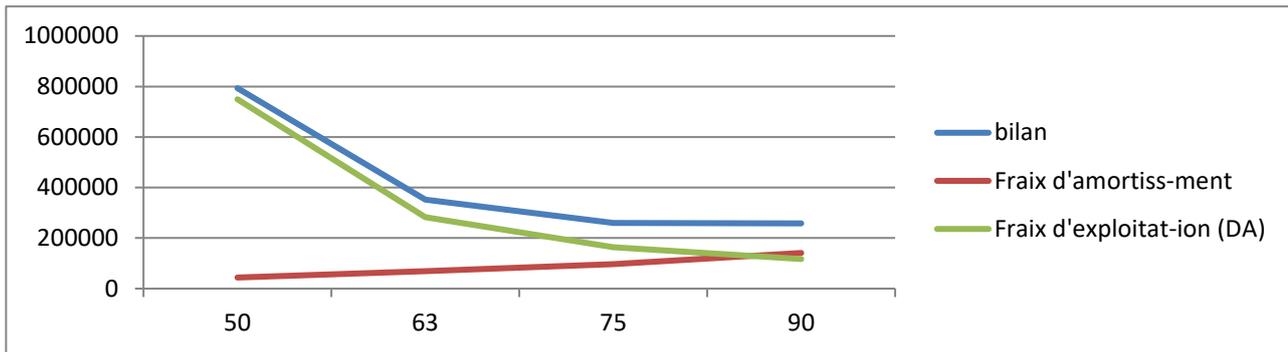
**Tableau V.12:** Calcul des frais d'exploitation du SPBAYADA -RV80m<sup>3</sup>

Diamètre (mm)	Puissance (kw)	Energie(kwh)	e (DA)	Frais d'exploitation (DA)
50	10,862877	63439,2	1.604	348915,6
63	4,4882478	26211,367	1.604	144162,52
75	3,2935242	19234,181	1.604	105788
90	2,9365174	17149,262	1.604	94320,94
110	1.235893	17236.26	1.604	92350.36
125	1.13542	16235..30	1.604	73265.26
160	1.03256	15.23652	1.604	63654.25

Le tableau suivant représente le bilan du tronçons SPBAYADA-RV80m<sup>3</sup>

**Tableau V.13** :Bilan du tronçon SPBAYADA-RV80m<sup>3</sup>

Diamètre (mm)	Fraix d'amortissement	Fraix d'exploitation (DA)	bilan
50	101735,764	348915,599	450651,364
63	147508,2	144162,519	291670,719
75	209602,739	105787,998	315390,736
90	299011,948	94320,9404	393332,889
110	439531,68	91154,1149	530685,795
125	482073,9	89681,7759	571755,676
160	589177,68	89392,844	678570,524



**Figure V.3:**Bilan des frais d’amortissement et d’exploitation  
(Tronçon SPBAYADA- RV80m<sup>3</sup>)

**Conclusion :**

Selon la combinaison des frais d’amortissement et les frais d’exploitation, le diamètre économique est de 90 mm, avec une vitesse de 0.573 m/s.

**V.7.4.Calcul des diamètres avantageux de la conduite gravitaire (Tronçons RV1000m<sup>3</sup>- SP BAYADA) :**

**V.7.4.1.Charge disponible:**

$$\Delta H_d = Cp_{RV1000} - CTP_{SPBAYADA}$$

$$\Delta H_d = 104.74 - 43 = 62,74m$$

Nous avons :  $\Delta H_d = \Delta H_t \implies \Delta H_d = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$

$$\implies D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_d}}$$

**Tableau V.14:** représente les caractéristiques de la conduite gravitaire (Tronçons RV1000m<sup>3</sup>-SP BAYADA) :

Tronçon	Débit (m/s)	Longueur géométrique	Longueur équivalente	Diamètre Calculé (mm)	Diamètre normalisé (mm)	Vitesse (m/s)
RV100-SPBAYADA	0.0454	3200	3680	202.3	200	1.445

### **V.8.Conclusion:**

A travers l'étude d'adduction nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau d'adduction, nous avons opté pour une adduction mixte qui répond à la marge souhaitée. Pour les vitesses nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre 1 à 1.7m/s et cela pour éviter l'accumulation de dépôts.

## V.9. Étude de pompage :

### V.9.1.Introduction:

Les stations de pompages sont des ouvrages hydraulique servant à relever l'eau a un niveau supérieure.

Dans notre projet, nous avons deux stations de pompage à dimensionner.

### V.9.2.Choix de la pompe :

Le choix de la pompe se fait à base des courbes caractéristiques, ces dernières permettent de choisir les types de pompes en évitant les phénomènes de cavitation et aussi satisfaire les critères suivantes :

- Assurer le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorberminimal.
- Etre fabriquée en series.

### V.9.3.Point de fonctionnement de la pompe :

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

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

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

### V.9.4.Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement :

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

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.18})$$

Avec :

$H_g$  : hauteur géométrique (m) ;  $\Delta h_t$  : Perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V.19})$$

$\Delta h_p^{lin}$  : Perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \tag{V.20}$$

$\lambda$  : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement ;

- $L_{ref}$  : longueur de la conduite de refoulement (m) ;
- $Q_e$ : débit refoulé par la pompe (m3/s) ;
- $D_{ec}$  : diamètre économique de la conduite de refoulement (m) ;
- $g$  : accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

**V.9.5.Station de pompage OUM-ETBOUL :**

Le tableau suivant représente les caractéristiques des pompes

**Tableau V.15** :les caractéristiques des pompes

Variante	Q (l/s)	Type de pompe	HMT (m)	$\eta$ %	Pabs (kw)	NPSHr (m)
1	73.6	PM150	89.5	78.3	83.6	2.6
2	61.7	MEC-A3/100	83.5	79.9	63.9	5.4
3	70.7	MEC-AZRBH2/125	90.7	72.7	85.8	3.59

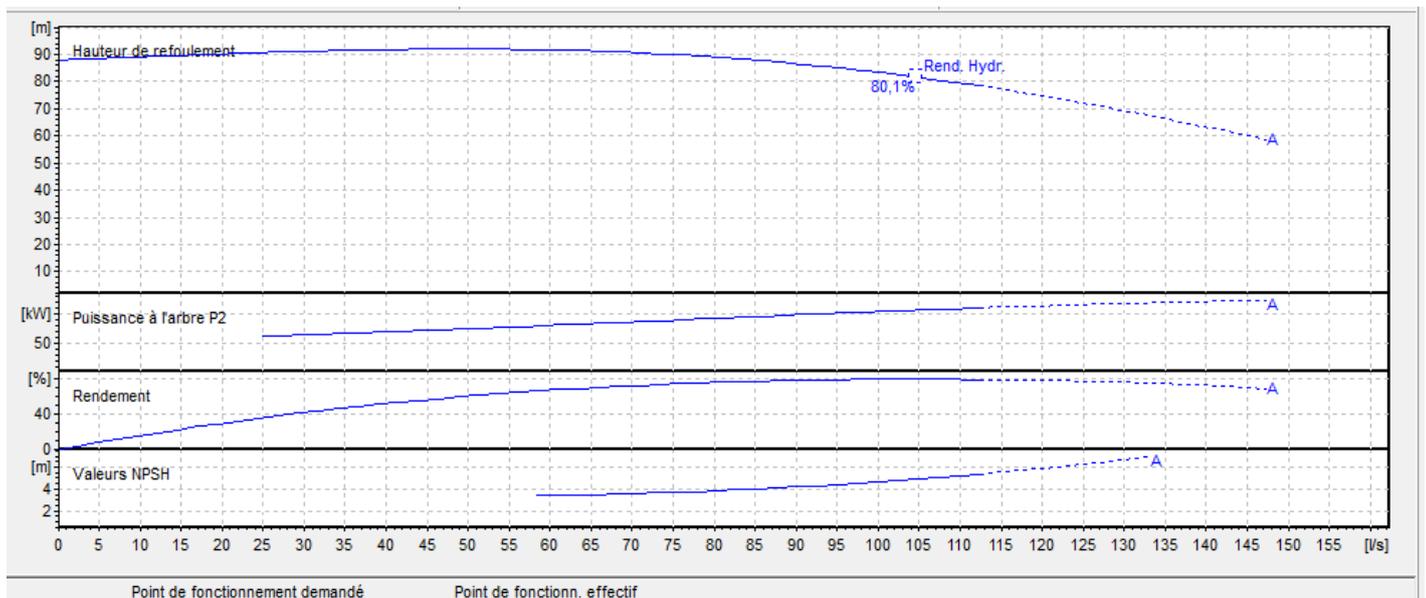
**Résultat :**

Nous optons pour la pompe de la 3eme variante

**V.9.6.Courbes caractéristiques de la pompe:**

Les courbe caractéristiques de la pompe sont retirer a partir de logiciel CAPRARI, elles sont présentées comme suite :

**Figure V.4:** les courbes caractéristiques de la pompe choisie



**V.9.7. Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement :**

Le tableau suivant représente les caractéristiques de la conduite de refoulement

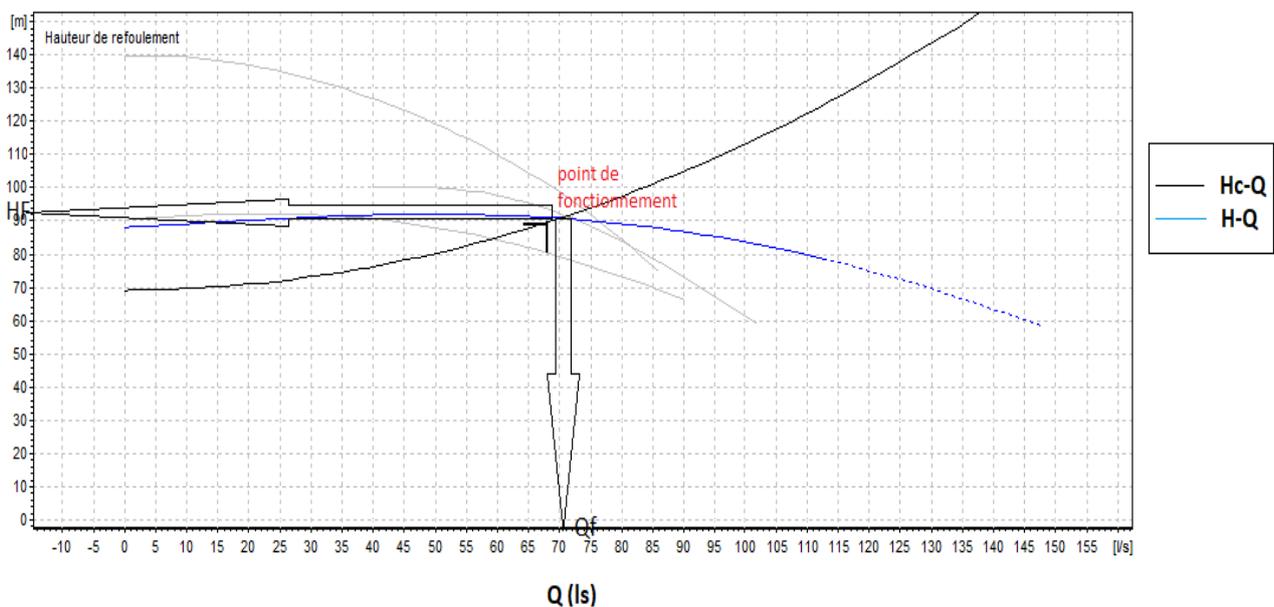
**Tableau V.16 :** les caractéristiques de la conduite de refoulement

Q (l/s)	Hg (mce)	Lref (m)	Dec (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$	$\Delta h_t$	Hc
0	69,12	3200	0,315	0,031	0	0	69,12
40	69,12	3200	0,315	0,031	4,23292	4,6562	73,78
45	69,12	3200	0,315	0,031	5,3573	5,893	75,01
50	69,12	3200	0,315	0,031	6,61395	7,2753	76,40
55	69,12	3200	0,315	0,031	8,00287	8,8032	77,92
60	69,12	3200	0,315	0,031	9,52408	10,476	79,60
65	69,12	3200	0,315	0,031	11,1776	12,295	86,42
69,54	69,12	3200	0,315	0,031	12,7935	14,073	90,19
75	69,12	3200	0,315	0,031	14,8814	16,37	92,49
80	69,12	3200	0,315	0,031	16,9317	18,625	97,74

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure

Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{Pf} = 70.11 / s > Q_{app} = 68.06 / s \\ H_{Pf} = 90.7 m > H_{app} = 89.52 m \end{cases}$$



**Figure V.5 :** la courbe caractéristique de la pompe (H-Q) et de la conduite (Hc-Q)

**Résultat :**

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelé, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose

**V.9.Station de pompage EL-BAYADA :****V.9.8.Refolement SPBAYADA –RV2\*150m<sup>3</sup> :**

Nous notons les types et les caractéristiques des pompes dans le tableau :

**TableauV.17 : les caractéristiques des pompes**

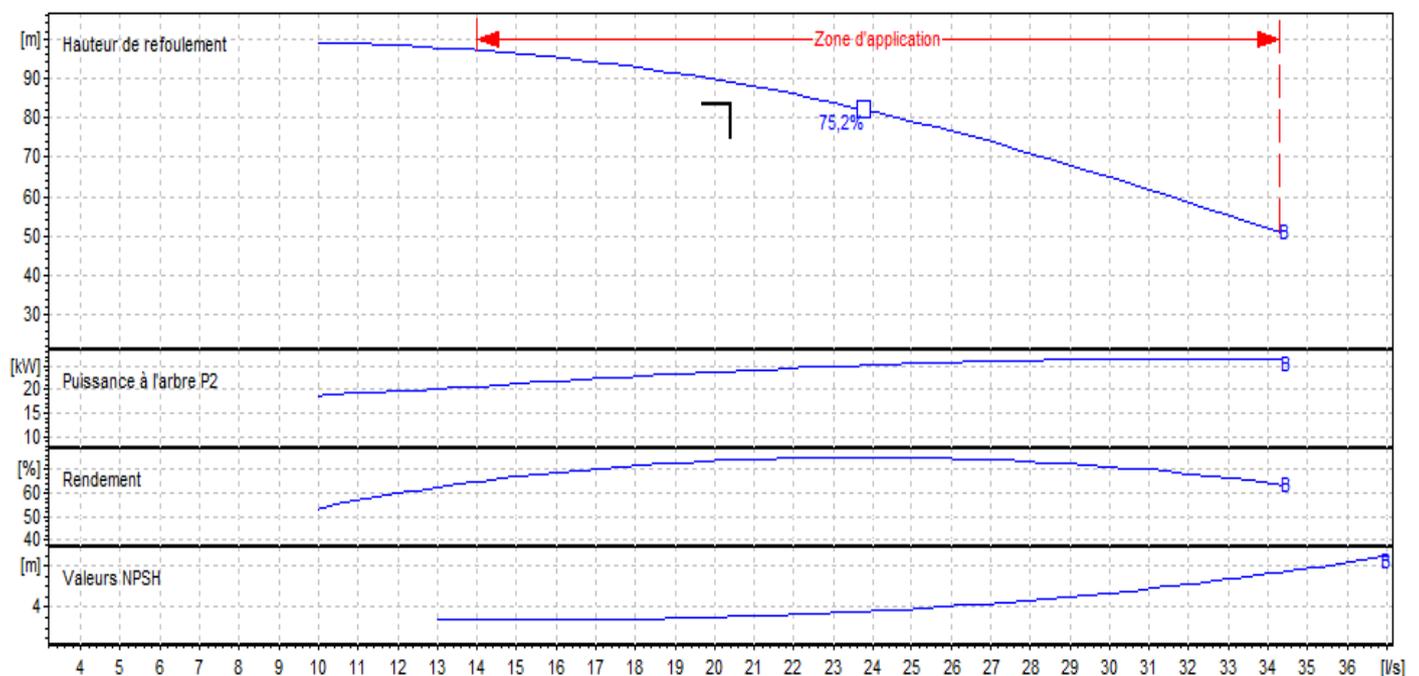
Variante	Q(l/s)	Type de pompe	Hmt (m)	Pabs (kwh)	$\eta\%$	NPSH r
1	21.7	PM80	86.5	24.5	74.8	3.2
2	21	HV65	85.1	24	73	3.773
2	20.2	PM100	83.6	21.9	75.5	1.93

**Résultat :**

Nous optons pour une pompe de la 1ere variante

**V.9.9Courbes caractéristiques de la pompe:**

Les courbe caractéristiques de la pompe sont retirer a partir de logiciel CAPRARI, elles sont présentées comme suite :

**Figure V.6:** les courbes caractéristiques de la pompe choisie

**V.9.10. Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement :**

Le tableau suivant représente les caractéristiques de la conduite de refoulement

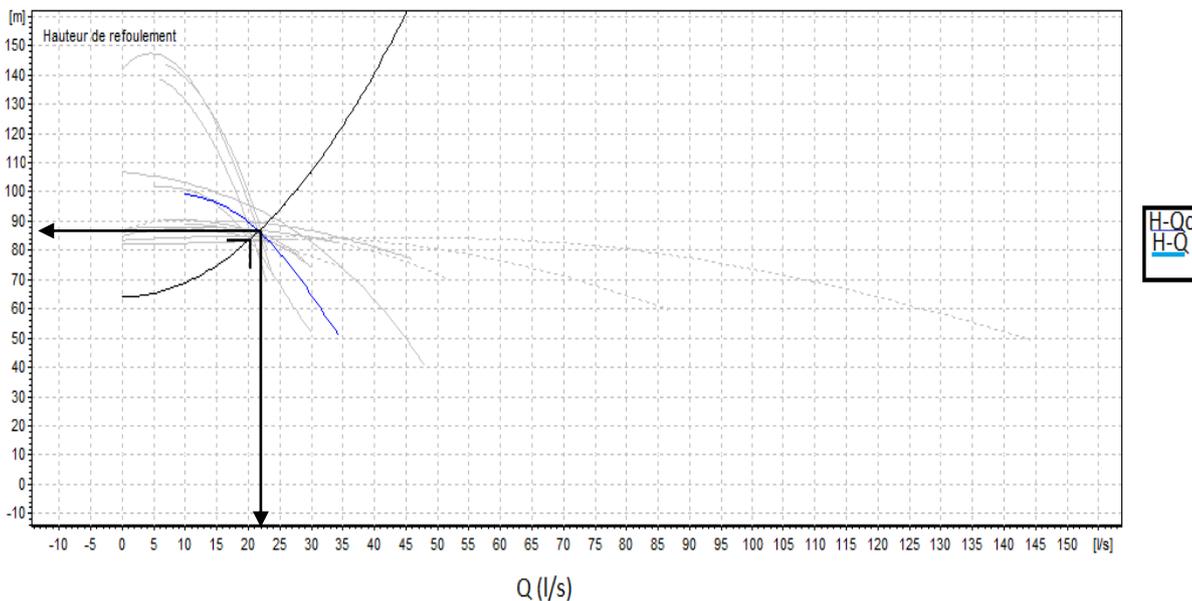
**Tableau V.18 :** les caractéristiques de la conduite de refoulement

Q (l/s)	Hg(mce)	Lref (m)	Dec (mm)	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$	$\Delta h_t$	Hc (mce)
0	64	2100	0,09	0,045	0	0	64
3	64	2100	0,09	0,045	15,023	15,248	74,13
6	64	2100	0,09	0,045	14,090	15,0991	76.2
9	64	2100	0,09	0,045	20,203	20,2231	81,17
12	64	2100	0,09	0,045	20,360	20,3965	82,08
15	64	2100	0,09	0,045	20,563	20,6196	83,25
18	64	2100	0,09	0,045	20,811	20,8922	84,69
21	64	2100	0,09	0,045	21,104	21,2144	86,38
22	64	2100	0,09	0,045	21,212	21,3328	87,00

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure. Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au

point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 21.7l / s > Q_{app} = 20.42l / s \\ H_{Pf} = 86.5m > H_{app} = 83.92m \end{cases}$$



**Figure V.7:** la courbe caractéristique de la conduite et la Courbe caractéristique de la pompe

**Résultat :**

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelée, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose

**V.9.11.Refolement SPBAYADA –RV80m<sup>3</sup> :**

Nous notons les types et les caractéristiques des pompes dans le tableau :

**Tableau V.19 :** les caractéristiques des pompes

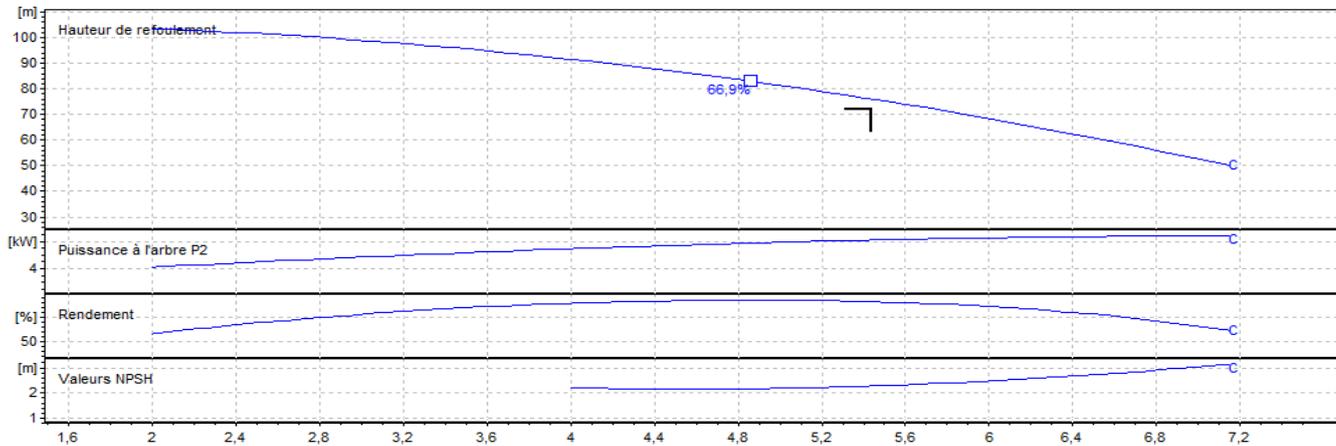
variante	Q (l/s)	Type de pompe	Hmt (m)	Pabs (kw)	η%	NPSHr (m)
1	5.64	HMU40-1	73.5	6.16	65.7	2.32
2	5.28	HMU-50-1	71.7	5.35	70.2	1.63
3	5.96	HMU40-2	75	6.01	69.3	1.96

**Résultat :**

Nous optons pour une pompe de la variante 1

**V.9.12.Courbes caractéristiques de la pompe :**

Les courbe caractéristiques de la pompe sont retirer a partir de logiciel CAPRARI, elles sont présentées comme suite :



**Figure V.8:** les courbes caractéristiques de la pompe choisie

**V.9.13.Courbe caractéristiques de la conduite de refoulement :**

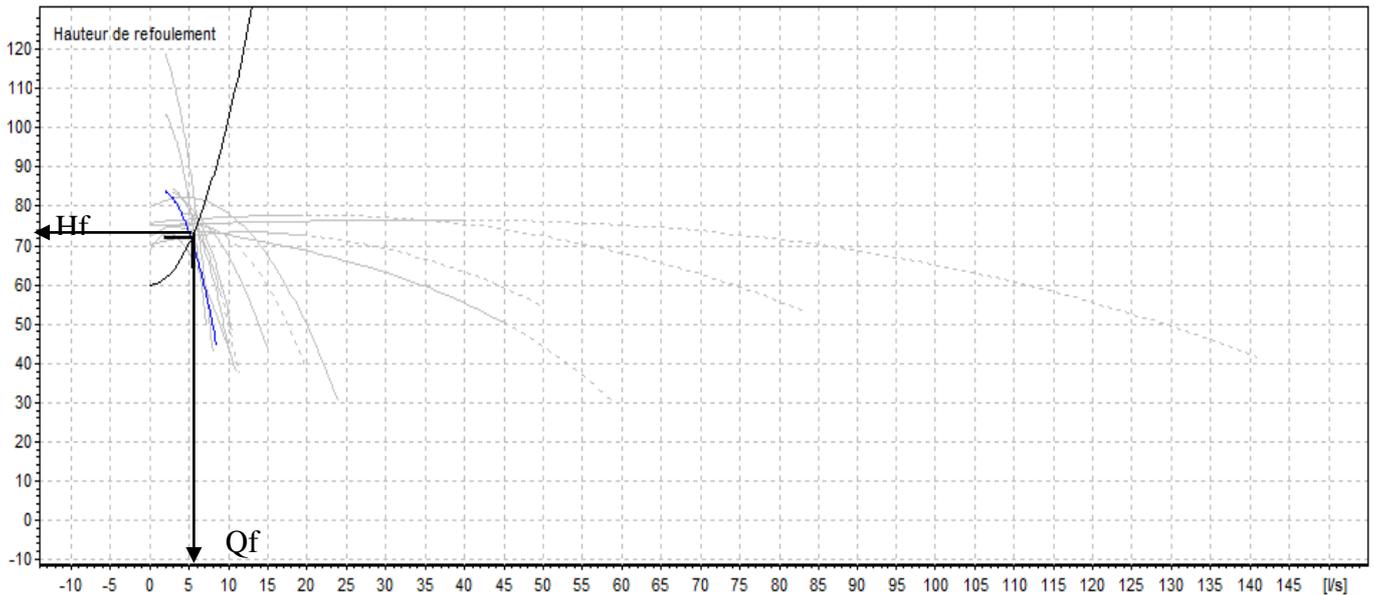
Le tableau suivant représente les caractéristiques de la conduite de refoulement

**Tableau V.20 :**les caractéristiques de la conduite de refoulement

Q (l/s)	Hg (mce)	Lref (m)	Dec	$\lambda$	$\Delta h_p^{lin}$	$\Delta h_t$	Hc (mce)
0	60	2022	0,16	0,0367	0	0	60
0,5	60	2022	0,16	0,0367	0,0001	0,0002	60,000
1	60	2022	0,16	0,0367	1,0006	1,1006	61,001
1,5	60	2022	0,16	0,0367	3,0013	3,3014	63,001
2	60	2022	0,16	0,0367	5,0023	5,5026	65,003
2,5	60	2022	0,16	0,0367	6,2037	6,8040	66,804
3	60	2022	0,16	0,0367	7,4153	8,158	68,156
3,5	60	2022	0,16	0,0367	10,0072	11,0079	71,008
5	60	2022	0,16	0,0367	10,2146	11,2161	71,216
5,5	60	2022	0,16	0,0367	12,2177	12,2195	73,419
6	60	2022	0,16	0,0367	13,0211	14,3232	74,323

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure. Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\text{point de fonctionnement (Pf) sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 5.64 \text{ l/s} > Q_{app} = 5.44 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 73.5 \text{ m} > H_{app} = 72.47 \text{ m} \end{cases}$$



**Figure V.9:** la courbe caractéristique de la pompe et la courbe de la conduite

#### Résultat :

Le débit correspondant au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement est supérieure à la hauteur manométrique appelé, une adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement s'impose.

#### V.9.14. Conclusion :

D'après l'étude de la station de pompage OUM ETBOUL et ELBAYAD

- La station de pompage OUM ETBOUL est équipée d'une pompe principale, plus une pompe de secours,
- La station de pompage EL-BAYADA équipée de deux pompes principales, plus une pompe de secours.

# **Chapitre VI :**

# **Protection de la**

# **conduite**

**VI.1.Introduction :**

Lors de la conception d'un réseau, les risques éventuels de coup de bélier doivent être étudiés et quantifiés le degré du risque, dans le but de mettre en œuvre les outils de protections qui s'impose. Dans ce chapitre avons analysé le phénomène transitoire théoriquement puis physiquement et étudié des moyens propres à limiter ses risques.

**VI.2.Définition du coup de bélier :[1]**

Le coup de bélier étant une phase exceptionnelle du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

**VI.3.La protection des conduites contre le coup de bélier****VI.3.1.Causes de coup de bélier :**

Les causes les plus fréquentes du coup de bélier sont :

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

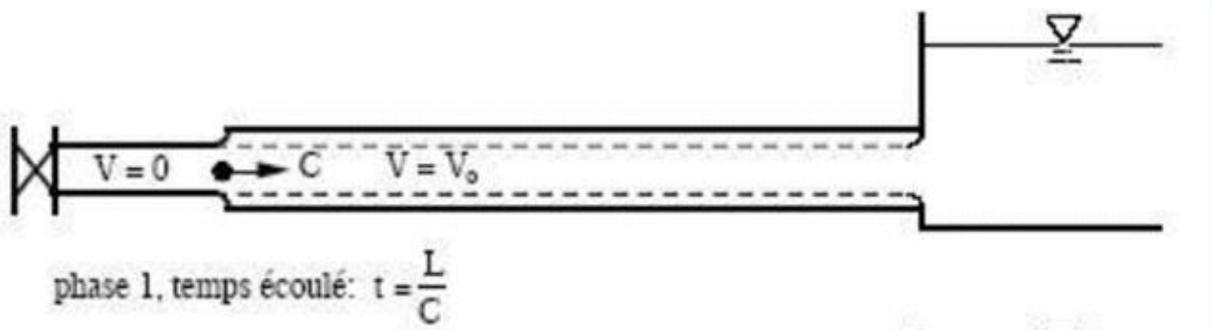
**VI.3.2.Les risques dus au coup de bélier :[9]**

- Risque de forte pression : le coup de bélier provoque des surpressions qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme de la surpression et la pression initiale dépasse la pression maximale admissible (PMA) des conduites, il peut y avoir fissuration de ces derniers et dislocation des joints.
- Pression négative : cette dépression apparait soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si cette pression devient inférieure à - 10 m.c.e, il peut être créée une implosion de la conduite, aspiration des joints et la détérioration du revêtement interne des tuyauteries.
- Fatigue des conduites : le régime transitoire engendre une alternance des surpressions et des dépressions qui provoquent la fatigue du matériau de la canalisation.

**VI.3.3Description du phénomène :[9]**

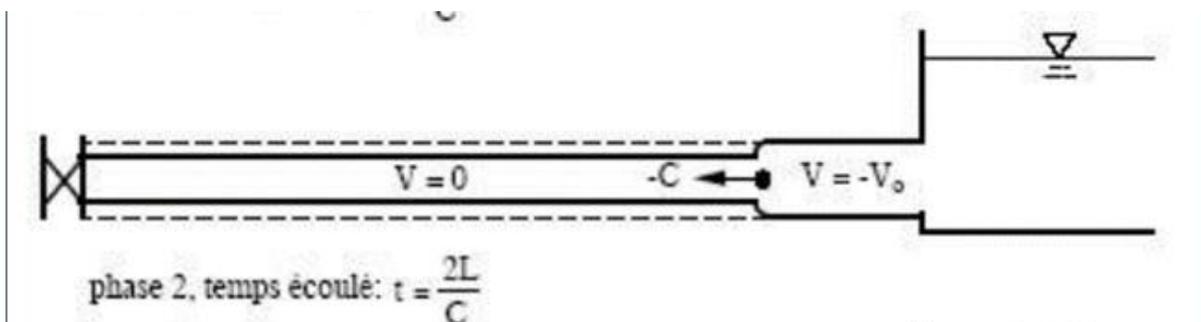
Quatre phases peuvent être envisagées, suite à l'arrêt brusque du groupe électropompe :

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



FigureVI.1

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



FigureVI.2

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

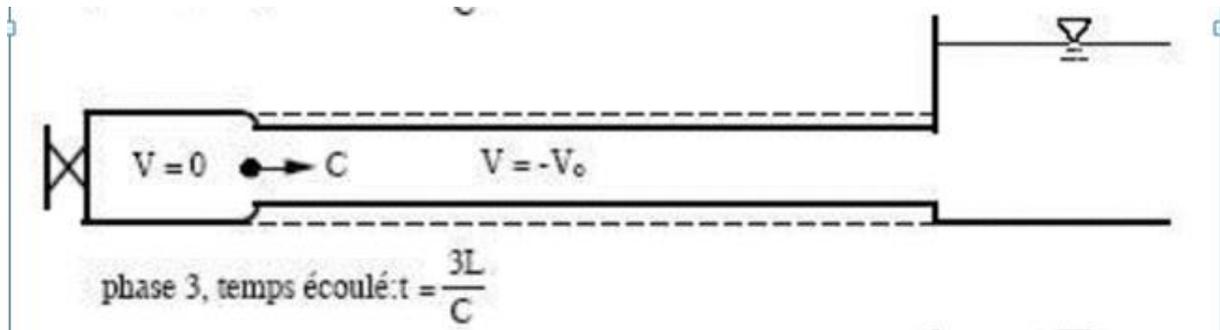


Figure VI.3

→ **Phase 4** : Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend son diamètre initial de proche en proche à partir du réservoir en allant vers la pompe. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un temps  $L/a$  c'est-à-dire  $4L/a$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période de mouvement est donc  $4L/a$ .

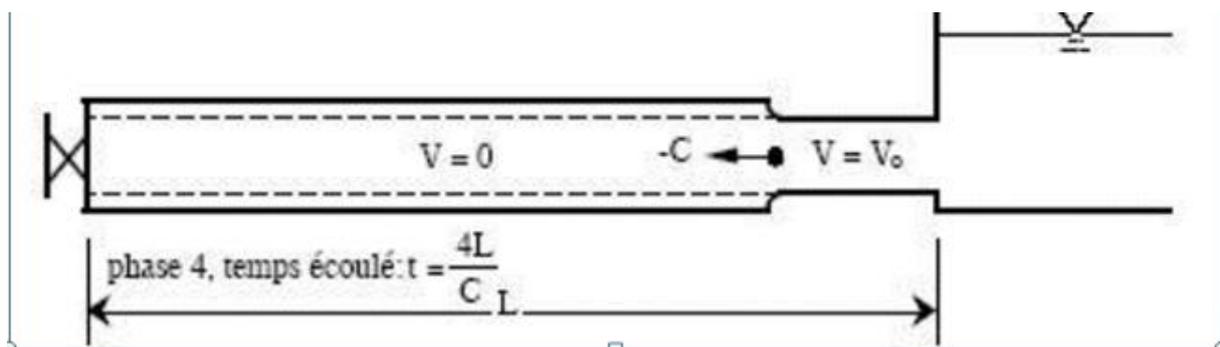


Figure VI.4

### **VI.3.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :**

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

#### **VI.3.4.1 Protection de la conduite de refoulement :**

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

- **Réservoir d'air :**

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposé à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. Il est nécessaire d'installé un organe d'étranglement afin d'amorti le phénomène par les pertes de charges. Les organes d'étranglement :

- Diaphragme.
- Tuyère.
- Clapet à battant percé.

- **Cheminée d'équilibre**

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

- **Soupape de décharge :**

Utilisé comme protection contre la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger en exploitation normale, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

- **Volant d'inertie : [9]**

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

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

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

**VI.4. Dimensionnement des réservoirs d'air :**

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air, et comme méthodes de calcul on distingue deux :

- Méthode de VIBERT.
- Méthode de PEUH et MEUNIER.

**VI.5. Volume du réservoir d'air par la méthode de PEUCH ET MEUNIER :**

On commence par le calcul la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par B.SALAH pour les conduites enterrée [1]

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + K \frac{2r_i(1-\nu_m^2)(1-\nu_s)}{(1-\nu_m^2)r_i E_s + E_m e_m(1-\nu_s)}}} \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ;  $K = 2,07 \cdot 10^9$  Pascal.

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

$E_m$  : module de Young du matériau de la conduite. PEHD :  $2 \cdot 10^3$  MPa

$E_s$  : module de Young du sol ;  $E_s = 2 \cdot 10^8$  Pascal.

$\nu_m$  : coefficient de poisson du matériau.,  $\nu_m = 0,3$  (PEHD)

$\nu_s$  : coefficient de poisson du sol entourant la conduite.  $\nu_s = 0,33$

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m).

$r_i$  : rayon intérieur de la conduite (m).

**VI.5.1. Protection de la conduite en refoulement contre la dépression : [9]**

Pour la protection contre le phénomène transitoire, on va calculer les volumes des réservoirs anti-bélier (réservoir d'air) par la méthode de PEUCH et MEUNIER.

Cette dernière utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

- K : caractérise les pertes de charge (dépend de la nature de la conduite) ;

$$K = \frac{H_{\text{abs}} - H_0}{H_0} \quad (\text{VI-2})$$

-  $H_0$  : pression statique absolue :

-  $H_0 = H_g + 10$  (m) (VI-3)

-  $H_{\text{abs}}$  : la pression de service absolue (m) :

-  $H_{\text{abs}} = H_g + \sum \Delta h + 10 = \text{HMT} + 10$  (VI-4)

- A : caractérise la conduite de refoulement ;

$$A = \frac{c.V_0}{g.H_0} \quad (\text{VI-5})$$

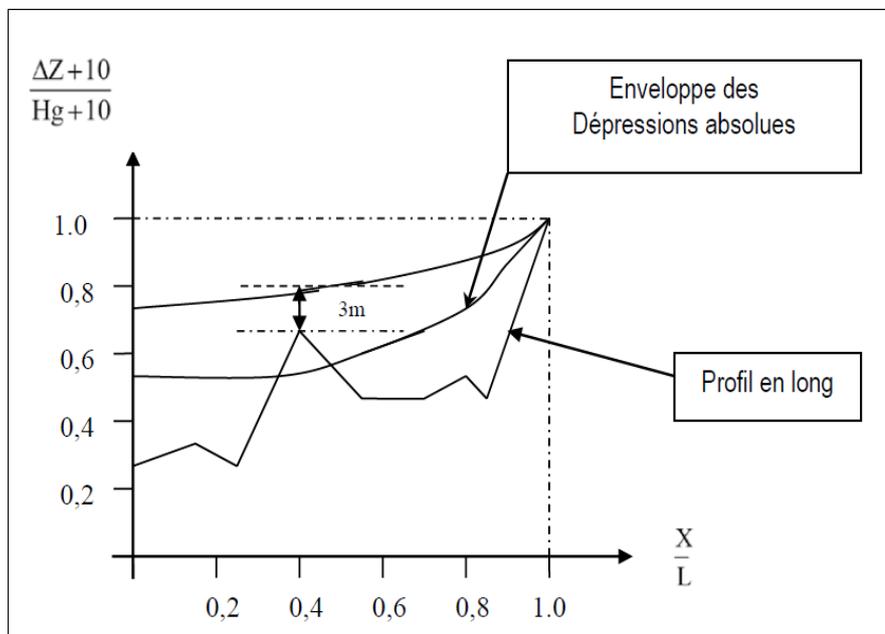
- $V_0$  : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;
- $C$  : célérité (C) en (m/s) ;

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

$$B = \frac{V_0^2}{g.H_{abs}} \times \frac{U_{cdt}}{U_0} \quad (\text{VI-6})$$

- $U_{cdt}$  : volume de la conduite :  $V_{cdt} = L.S$
- $L$  : longueur total de la conduite de refoulement (m) ;
- $S$  : section de la conduite de refoulement ( $m^2$ ) ;
- $U_0$  : volume d'air initial ( $m^3$ ) ;
- $g$  : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

Ayant calculé  $K$  et  $A$ , nous superposerons la famille de courbe  $B$  au profil en long absolu de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil, la valeur de  $B$  permettant de calculer  $U_0$  sera ainsi déterminé (voir Figure VI.05).



**Figure.VI.05** : Profil en long et l'enveloppe des dépressions

Après l'obtention du  $B$

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

$$U_0 = \frac{v_0^2 \times L \times S}{g \times H_{abs} \times B} \quad (\text{VI-7})$$

Le volume d'air maximum est assimilé à la pression minimale, Sur le graphique obtenu, on peut obtenir la valeur de  $P_{min} / H_0$ .

Avec l'évolution du volume d'air, nous aurons :

$$P_{min} * U_{max}^{1.2} = H_{abs} * U_0^{1.2} \quad (\text{VI.8})$$

Ce qui donne :

$$U_{max} = U_0 * \left( \frac{H_{abs}}{P_{min}} \right)^{1.2} \quad (\text{VI.9})$$

- $U_{max}$  étant le volume d'air en fin de détente,
- $P_{mini}$  : pression minimale (m),
- $H_{abs}$  : la pression de service absolue (m),

La capacité totale du réservoir d'air est de :

$$V_{max} = 1,2 \times U_{max} \quad (\text{VI.10})$$

Le tableau suivant représente Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

**Tableau VI.1** : Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

Station	Matériau	Diamètre (mm)	Section (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	Hg (mce)	Hmt (mce)	C (m/s)
SP OUM ETBOUL	PEHD	250	0,0706	3200	0,67	69,12	89.52	1411,39
SP BAYADA RV2*150m <sup>3</sup>	PEHD	160	0,017	2022	0,77	60	83.92	1422,9

#### VI.5.1.2. Détermination des valeurs A et K pour chaque tronçon :

Les valeurs de A et K sont données dans le tableau suivant :

**Tableau.VI.2** : Détermination des valeurs K pour chaque tronçon.

tronçon	Hg (mce)	Hmt (mce)	H <sub>0</sub> (mce)	H <sub>abs</sub> (mce)	K <sub>cal</sub>	K <sub>pris</sub>
SPOUM ETBOUL-RV1000m <sup>3</sup>	69.12	89.52	79.12	99.52	0.25	0.4
SP BAYADA -RV2*150	60	83.92	70	93.92	0.34	0.4

**Tableau.VI.3** : Détermination des valeurs A pour chaque tronçon.

tronçon	Hg (mce)	H <sub>0</sub> (mce)	V <sub>0</sub> (m/s)	c(m/s)	A <sub>cal</sub>	A <sub>pris</sub>
SPOUM ETBOUL-RV1000m <sup>3</sup>	69.12	79.12	0.67	1411,39	1.27	2
SP BAYADA -RV2*150	60	70	0.77	1422,9	1.59	2

**VI.5.1.3. Détermination de la famille de courbes B de chaque tronçon :**

En basant sur les abaques de PUECH et MEUNIER les résultats de calcul sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau.VI.4 :** Détermination du B pour le tronçon SPOUMETBOUL-RV100m<sup>3</sup>

côte (m)	47.75	50.71	53.5	49.75	76.75	99.75
L (m)	0	800	1600	2400	2700	3200
( $\Delta Z+10$ )/H0	0.04	0.06	0.063	0.05	0.31	0.33
X/L	0	0.25	0.5	0.75	0.84	1

**Tableau.VI.5 :** Détermination du B pour le tronçon: SPbayada-RV2\*150

côte (m)	40.18	46.08	73.38	77.50	68.97	92.71	99.60
L (m)	0	800	1011	1300	1516.5	1900	2022
( $\Delta Z+10$ )/H0	0.22	0.53	0.20	0.02	0.48	0.3	0.24
X/L	0	0.4	0.5	0.64	0.75	0.93	1

De l'abaque on choisi les courbes de B adéquate pour chaque tronçon, et on obtient les valeurs de  $P_{\min}$  associés, tel que :

$$\frac{\Delta Z + 10}{H_g + 10} = \frac{(P_{\min})_{abs}}{H_g + 10} \quad (\text{VI.11})$$

Le volume du réservoir d'air donné par la formule :

$$U_0 = \frac{v_0^2 \times L \times S}{g \times H_{abs} \times B} \quad (\text{VI.12})$$

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

$$U_{\max} = U_0 * \left(\frac{H_{abs}}{P_{\min i}}\right)^{1/1.2} \quad (\text{VI.13})$$

**Tableau.VI.6 :** Calcul des volumes d'air pour chaque tronçon.

Tronçon	V0	L	D	S	g	Habs	B	U0
SPOUM TBOUL-RV1000 m <sup>3</sup>	0,67	3200	250	0,0706	9.81	99.52	4	0.026
SPbayada-Rv 2*150	0,77	2022	160	0,017	9.81	93.92	1	0.1

**Tableau.VI.7** Calcul des volumes d'air maximal pour chaque tronçon.

Tronçon	U0	P min/H0	H0	P min	H abs	Habs/P min	U max
SPOUM TBOUL-RV1000 m <sup>3</sup>	0.026	0.26	79.12	20.57	99.52	4.83	0.1
SPbayada-Rv 2*150	0.1	0.55	70	38.5	93.92	2.44	0.2

Si on veut qu'il reste encore 20% d'eau lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un ballon de volume  $V_{\max} = 1,2 * U_{\max}$ .

**Tableau.VI.8:** Choix des réservoirs d'air à volume normalisé pour chaque tronçon.

Tronçon	U max	V max (m <sup>3</sup> )
SPOUMETBOUL-RV1000m <sup>3</sup>	0.1	0.12
SPbayada-RV2*150	0.2	0.24

**Tableau.VI.9 :** les volumes du réservoir d'air normalisés.

Tronçon	V normalisé (L)
SPOUMETBOUL-RV1000m	160
SP02-R01	250

### VI.5.2. Protection contre la surpression :[9]

Pour la protection contre la surpression, il est convenable que le diaphragme à bord vif destiné à faire chuter la pression ait un diamètre optimum « d ».

Nous nous servant de l'abaque de Dubin et Guéneau , cette méthode néglige les pertes de charge dans le sens de la sécurité.

En utilisant A et B on tire  $\alpha \frac{V_0^2}{H_0}$  et  $\frac{P_{max}}{H_0}$  ;

Les résultats trouvés sont mentionné dans le tableau suivant :

**Tableau VI.11:** résultats tirés de l'abaque de Dubin et Guéneau

Tronçon	A	B	$P_{max}/H_0$	$\alpha.V_0^2 /H_0$
Sp oumetboul- RV1000 m <sup>3</sup>	2	4	1.13	5.57
Sp bayada- RV1000m <sup>3</sup>	2	1	1.09	6.4

$$\text{Avec} \quad \alpha = \frac{1}{2g} * \left[ \frac{D^2}{0.6*d^2} - 1 \right]^2 \quad (\text{VI-14})$$

Le diamètre du diaphragme :

$$d = \sqrt{\frac{D^2}{(2.g.\alpha)^{1/2}+1} * \frac{1}{0.6}} \quad (\text{VI-15})$$

A partir de la formule précédente on calcule « d » qui est le diamètre optimum du diaphragme.

**Tableau VI.11:**Caractéristique des conduits de refoulement

Tronçon	H <sub>0</sub> (m)	V <sub>0</sub> (m/s)	D (mm)	$\alpha V_0^2/H_0$	d (m)	$P_{max}/H_0$	Pmax (m)	Pmax (bar)	PN (bar)
Sp oumetboul- RV1000 m <sup>3</sup>	79.12	0.67	250	5.57	0.235	1.13	89.4	8.94	10
Sp bayada- RV1000m <sup>3</sup>	70	0.77	160	6.4	0.177	1.09	76.3	7.63	10

### VI.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu le moyen de protection contre le régime transitoire toute on prévoyant l'installation, juste à la sortie des stations de pompage (SP OUM ETBOUL ) ,(SP BAYADA) deux réservoirs d'air des capacité 20 litres d'air et 100 litres d'air respectivement .

# **Chapitre VII :**

# **Management du**

# **projet**

## VIII.1.Introduction

Le management des projets est l'ensemble des outils, techniques et méthodes qui permettent au chef de projet et à son équipe de conduire, coordonner et harmoniser les diverses tâches exécutées dans le cadre du projet .Dans l'hydraulique urbaine, nous intéressons sur la pose des canalisations.

## VIII.2 Les différents types de pose de la canalisation :

Il existe plusieurs variantes de pose de conduites[6] :

- la Pose en terre;
- la Pose en mauvais terrains ;
- la Pose en galerie ;
- la Pose en pentes ;
- la Pose des conduites traversées des routes et voies ferrées
- la Pose en immersion (cours d'eau) ;
- la Pose à proximité d'une conduite d'assainissement
- la Passage de ponts
- la Pose sans tranchée ouverte

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

## VII.3.Les différents travaux de mises en place des canalisations : [6]

### VII.3.1.Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

#### VII.3.1.1.Matérialisation :

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

#### VII.3.1.2.Nivellement :

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

#### VII.3.1.3. Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

##### VII.3.1.3.1. Enlèvement de la couche végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Le volume de la couche à décapier est donné par la formule suivant :

$$V_{cr} = L . b . e$$

Avec :

$V_{cr}$  : volume de la terre décapée en (m<sup>3</sup>) ;

L : longueur totale des tranchées en (m);

b : largeur de la couche végétale (m);

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

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un dozer

### VII.3.1.3.2. Réalisation des fouilles :[6]

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

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

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement ou manuellement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 0.6 m pour :

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

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

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

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La largeur de la tranchée (b) ;
- La profondeur de la tranchée (Htr) ;

#### a. Largeur de la tranchée :

Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.. La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30) \quad (\text{VII.1})$$

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

#### b. La profondeur de la tranchée :

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.50 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges .

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

$$H_{tr} = D + H1 + H2 \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

Htr : la profondeur de la tranchée (m);

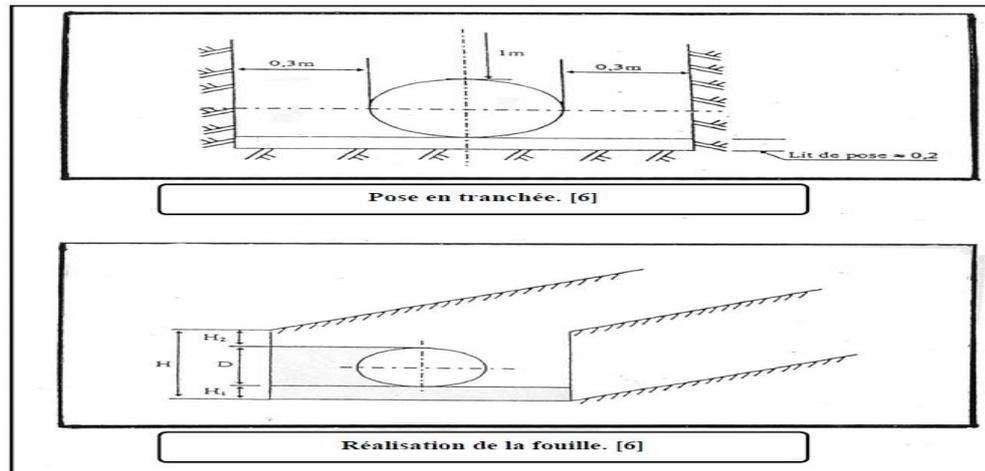
H1: épaisseur de lit de pose prise égale à 0.2 m ;

H2: distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol (m), elle est entre 80 et 120cm ; on prend  $H2 = 0.9$  m

D : diamètre de la conduite (mm).

Donc :

$$H_{tr} = D + 1.1 \quad (\text{VII.3})$$



**Figure VII.1:** Schéma d'une tranchée avec une conduite circulaire

**VII.3.1.3.2.1. la section de la tranchée:**

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

$$\text{Str} = \text{Htr} \times b \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

Str : la sections de tranchée (m<sup>2</sup>) ;

Htr : la profondeur de la tranchée (m) ;

b : largeur de la tranchée (m) ;

**VII.3.1.3.2.2. le volume de déblai :**

Le volume de déblai (volume à excaver) est donné par la formule suivant :

$$\text{Vd} = \text{Str} \times \text{L} \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

Vd : volume de déblai (m<sup>3</sup>) ;

Str : la section de tranchée (m<sup>2</sup>) ;

L : la longueur de la tranche (la longueur de la conduite) ;

**Tableau VII.1 :** volume déblai et volume décapé

Linéaire (ml)	Diamètre (m)	Largeur (m)	Htr(m)	V, deblais (m <sup>3</sup> )	V, deblais Foisonné (m <sup>3</sup> )	V, decapé (m <sup>3</sup> )
3200	0,25	0,75	1	2400	2688	240
0	0,2	0,7	1	1407,12	1575,974	0
2132	0,16	0,66	1	62,5	70	140,712
100	0,125	0,625	1	746,03	835,5536	6,25
1223	0,11	0,61	1	2009	2250,08	74,603
4100	0,09	0,49	1	2992,5	3351,6	200,9
6300	0,075	0,475	1	392,04	439,0848	299,25
1200	0,063	0,363	0,9	1575	1764	43,56
5000	0,05	0,35	0,9	336,6	376,992	175
1100	0,04	0,34	0,9	11920,79	13351,28	37,4
totale				23841,58	26702,57	1217,675

### VII.3.1.3.2. Lit de pose :

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre projet on prend 0.2 m.

→ **Le volume de lit de sable :**

Le volume de lit de sable est comme suit :

$$V_{\text{sable}} = S_s \times L \quad (\text{VII.6})$$

$S_s$  : la section de lit de sable est égale  $S_s = e \times b$  (m<sup>2</sup>) ;

$L$  : longueur de la tranchée (m) ;

$e$  : épaisseur de lit de sable,  $e = 0.2$  m ;

$b$  : largeur de la tranchée (m) ;

→ **Calcul Le volume de remblai :**

Le volume de remblai est calculé par la formule suivant :

$$V_R = V_d - \left[ \left( \frac{\pi D^2}{4} \times L \right) + V_{\text{sable}} \right] \quad (\text{VII.7})$$

$V_R$  : volume de remblai

$V_d$  : volume de déblai (m<sup>3</sup>) ;

$V_{\text{sable}}$  : volume de lit de sable (m<sup>3</sup>) ;

$D$  : diamètre de la conduite (m) ;

$L$  : longueur de la conduite ;

**Tableau VII.2 : volume remblais et du sable**

diamètre(m)	Linéaire(m)	V,lit du sable m <sup>3</sup>	V,remblais m <sup>3</sup>
0,25	3200	240	1080
0,2	0	0	0
0,16	2132	140,712	759,8448
0,125	100	6,25	35,9375
0,11	1223	74,603	440,1577
0,09	4100	200,9	1225,49
0,075	6300	299,25	1870,3125
0,063	1200	43,56	233,9172
0,05	5000	175	962,5
0,04	1100	37,4	209,44
total		1217,675	6817,5997

### VII.3.1.4. Définitions des engins de terrassement utilisés :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée. [3]

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.

→ **Pelle hydraulique :**

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs, 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...).



**Figure VII.2:** Pelle hydraulique

→ **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 VII.3:** Chargeur

→ **Dozer :**

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 VII.4: Bulldozer.

→ **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.

#### **VII .4. EVALUATION DU PROJET :**

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et en fin, on trouve le coût totale du projet.

Les tableaux suivants montrent le devis estimatif de l'établissement du système d'alimentation en eau potable de notre zone d'étude.

**VII .5.1 Devis estimatif et quantitatives :** le tableau suivant représente le devis estimatif et quantitatif

**Tableau VII.3 : Devis estimatif et quantitatives de canalisation**

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUATITE	PRIX UNITAIRE (DA)	MONTANT ESTIMATIF (DA)
1	Terrassement				
	Décapage	m <sup>3</sup>	1217,675	300	365302.5
	Déblai	m <sup>3</sup>	26702,57	300	8010771
	Pose de lit de sable	m <sup>3</sup>	1217,675	400	487070.4
	Remblai	m <sup>3</sup>	6817,5997	300	2045279.91
2	Diamètres des conduites d'adduction et distribution (PEHD PN10)				
Distribution + Adduction	40	ML	1100	159	174900
	50	ML	5000	247	1235000
	63	ML	1200	550	660000
	75	ML	6300	420,14	504168
	90	ML	4100	632,39	2592799
	110	ML	1223	772,36	944596.28
	125	ML	100	1336,43	2849268.76
	160	ML	2132	3036,15	6473071.8
	250	ML	3200	4789,47	15326304
3	Réalisation de regards de sectionnement en béton armé avec tampon en fonte série lourde avec la pose de vanne de sectionnement et pièces spéciales de raccordement (tés, coudes, réduction .....etc)				
Nœuds 01	/	U	1	600 000	600 000
Nœuds 02	/	U	1	250 000	250 000
Nœuds 03	/	U	1	250 000	250 000
Nœuds 04	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 05	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 06	/	U	1	490 000	490 000
Nœuds 07	/	U	1	600 000	600 000
Nœuds 08	/	U	1	280 000	280 000

**Tableau VII.4 :** Devis estimatif et quantitatives de canalisation et de l'ouvrage de stockage (suite)

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	QUATITE	PRIX UNITAIRE (DA)	MONTANT ESTIMATIF (DA)
La bouche d'incendie	/	U	10	50000	500000
9	Les pompes des deux stations de pompage				
3 pompes	/	U	3	1000000	3000000
Totale HT					22276304
TVA 19 %					4232497,76
TOTALE TTC					26508801,8

#### VII.6.Conclusion :

Dans ce chapitre on a défini les étapes nécessaires de pose des canalisations d'AEP et déterminé les engins nécessaires pour faciliter l'opération de pose.

Nous avons estimé aussi le cout totale de projet est de 26508801,8 DA (vingt-six million cinq cent huit mille huit cent un virgule huit dinars algérien).

# **Conclusion générale**

## **Conclusion Générale**

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

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

Aussi, nous avons calculé les diamètres des conduites d'adduction d'un point de vue technico-économique avec un choix convenable du tracé.

Afin d'assurer l'approvisionnement en eau potable nous avons choisie des pompes qui repend aux exigences techniques en termes de charge et de débit.

Dans le but de garantir la pérennité des conduites et d'assurer leur bon fonctionnement, une protection contre le coup de bélier a été envisagée en installant deux réservoir d'air anti-bélier pour chaque station de pompage.

Enfin, nous avons estimées le cout de la réalisation du projet en question.

# **Référence bibliographique**

## Références bibliographique

- [1] **SALAH Boualem** ( E.N.S.H 1994) : Cour d'alimentation en eau potable
- [2] **Jacque Bonvin** : Hydraulique urbaine I Captages- Réseaux d'adduction-réservoirs  
Réseaux de distribution-Equipements- pompes – petites centrales hydrauliques (Version  
(2005))
- [3] **BURGEAP** (octobre 2000) : guide des projets adduction d'eau potable en milieu rural
- [4] **Guide** technique de réalisation de tranches DINEPA (juin 2013)
- [5] **Règles de pose des canalisations en plastique destinées aux projets d'alimentation en eau potable** : Ministère des ressources en eau
- [6] La pose des canalisations pour l'adduction et la distribution en eau potable. Fondation de l'eau 1990
- [7]. **Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.
- [8] **Montpellier** : Guide technique de l'eau potable (Octobre2017).
- [9] **Michel A. Morel** : exercice de mécanique des fluides (Décembre 1993)

# **ANNEXE**

# ANNEXE

- **Annexe(1) :**

Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

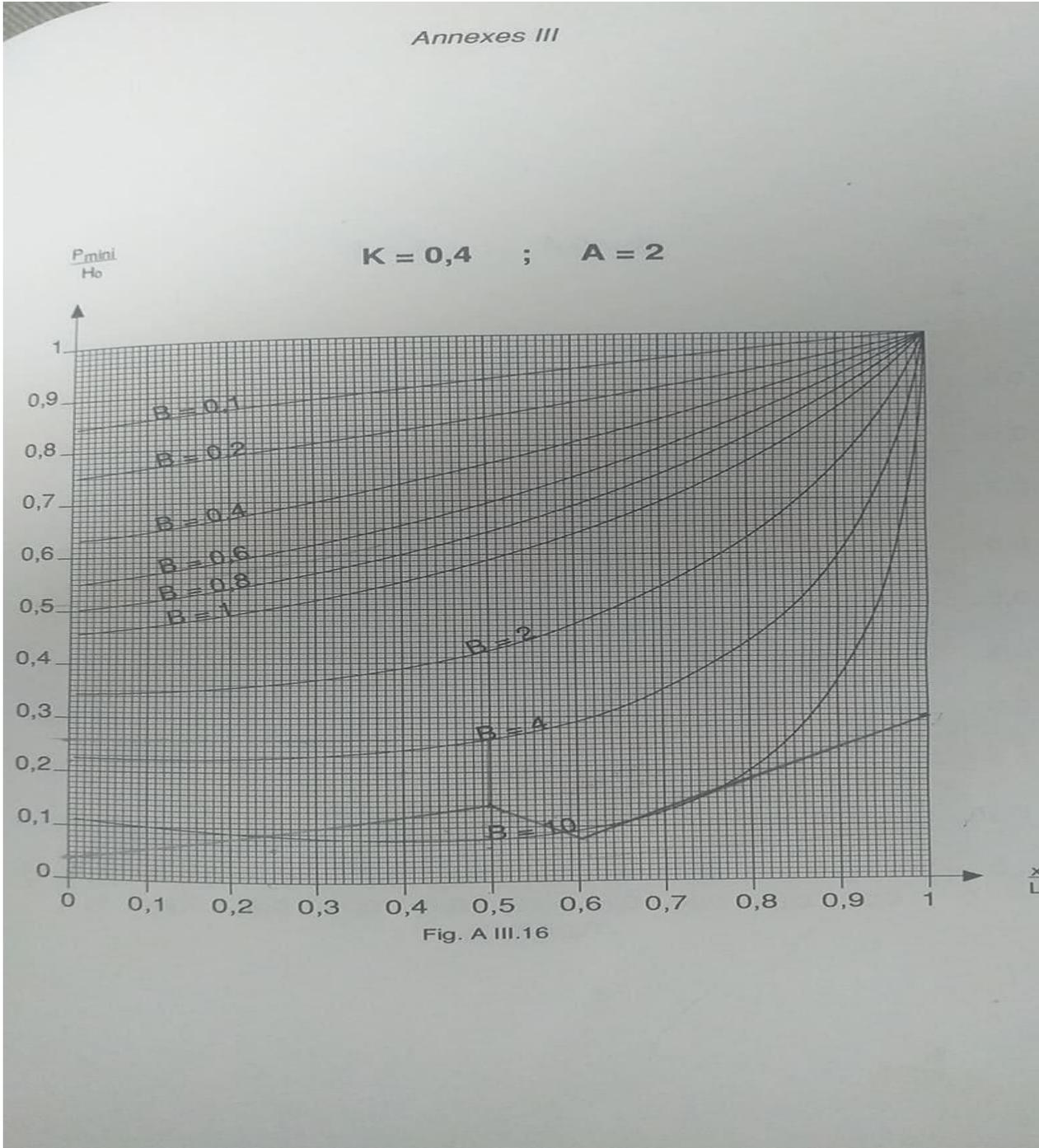
heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De10001 à 50000	De 50001à 100000	Plus de100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

• **Annexe (2) : Tableau des vitesses et débits des diamètres PE 100 , PN10**

D=160 mm		D=200 mm		D=250		D=315 mm	
Di=141 mm		Di=176,2		Di=220,4		Di=277,6	
Vitesse(m/s)	debit (l/sec)						
0.20	3.12	0.20	4.87	0.20	7.63	0.20	12.10
0.30	4.68	0.30	7.31	0.30	11.44	0.30	18.15
0.40	6.24	0.40	9.75	0.40	15.25	0.40	24.20
0.50	7.80	0.50	12.19	0.50	19.07	0.50	30.25
0.60	9.36	0.60	14.62	0.60	22.88	0.60	36.30
0.70	10.92	0.70	17.06	0.70	26.69	0.70	42.35
0.80	12.49	0.80	19.50	0.80	30.51	0.80	48.39
0.90	14.05	0.90	21.93	0.90	34.32	0.90	54.44
1.00	15.61	1.00	24.37	1.00	38.13	1.00	60.49
1.10	17.17	1.10	26.81	1.10	41.95	1.10	66.54
1.20	18.73	1.20	29.25	1.20	45.76	1.20	72.59
1.30	20.29	1.30	31.68	1.30	49.57	1.30	78.64
1.40	21.85	1.40	34.12	1.40	53.39	1.40	84.69
1.50	23.41	1.50	36.56	1.50	57.20	1.50	90.74
D=75 mm		D=90		D=110		D=125	
Di=66		Di=79,2 mm		Di=96,8mm		Di=110,2	
Vitesse(m/s)	débit (l/sec)						
0.20	0.68	0.20	0.98	0.20	1.47	0.20	1.91
0.30	1.03	0.30	1.48	0.30	2.21	0.30	2.86
0.40	1.37	0.40	1.97	0.40	2.94	0.40	3.81
0.50	1.71	0.50	2.46	0.50	3.68	0.50	4.77
0.60	2.05	0.60	2.95	0.60	4.41	0.60	5.72
0.70	2.39	0.70	3.45	0.70	5.15	0.70	6.67
0.80	2.74	0.80	3.94	0.80	5.88	0.80	7.63
0.90	3.08	0.90	4.43	0.90	6.62	0.90	8.58
1.00	3.42	1.00	4.92	1.00	7.36	1.00	9.53
1.10	3.76	1.10	5.42	1.10	8.09	1.10	10.49
1.20	4.10	1.20	5.91	1.20	8.83	1.20	11.44
1.30	4.45	1.30	6.40	1.30	9.56	1.30	12.39
1.40	4.79	1.40	6.89	1.40	10.30	1.40	13.35

1.50	5.13	1.50	7.39	1.50	11.03	1.50	14.30
------	------	------	------	------	-------	------	-------

- **Annexe (3) : Abaque PEUCHE ET MENIER**



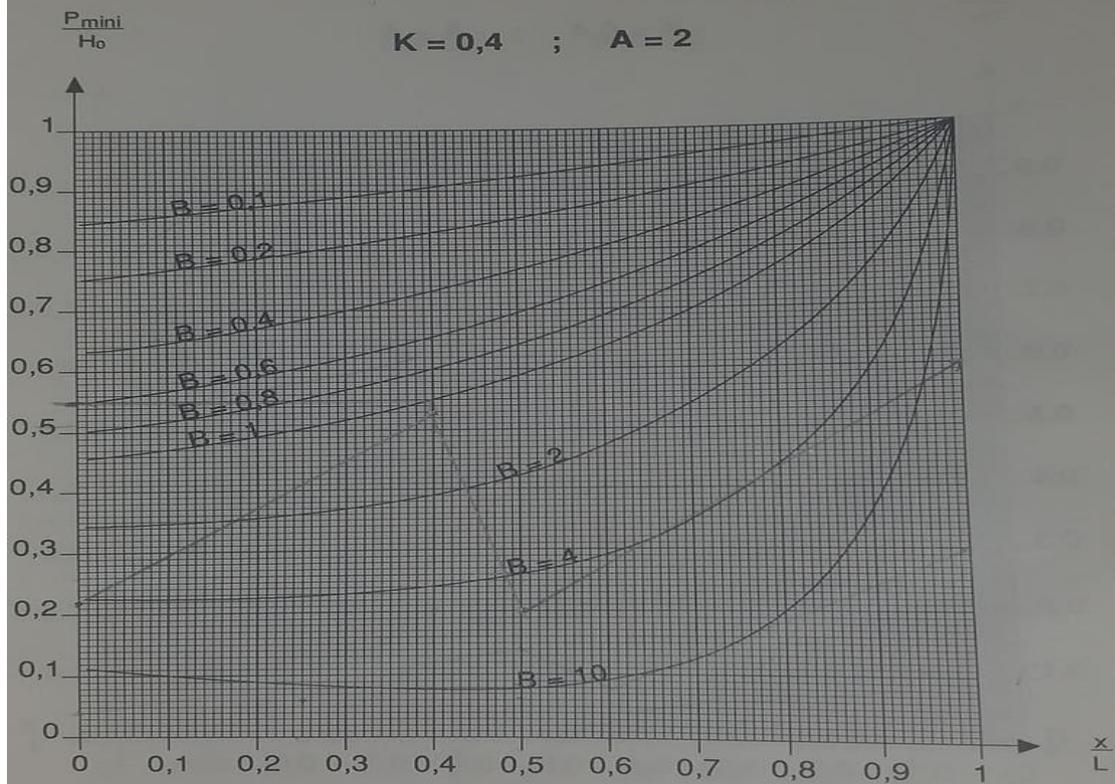


Fig. A III.16

- Annexe (4) : Abaque de Dubin et Guéneau

