

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement du système d'alimentation en eau potable  
del'agglomération Nord Bordj Bou Arreridj.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0007-19

APA Citation (توثيق APA):

Neggache, Abdelhak (2019). Dimensionnement du système d'alimentation en eau  
potable del'agglomération Nord Bordj Bou Arreridj[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مباحث، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Dimensionnement du système d'alimentation en eau potable de  
l'agglomération nord Bordj Bou Arreridj**

**Présenté par :**

**NEGGACHE ABDELHAK**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
MEDDI HIND	MCA	Présidente
DJELLAB MOHAMED	MCA	Examineur
KHALED/HOULI SAMIA	MAA	Examineur
BERBACHE. S	MAA	Promotrice

**Session septembre 2019**

# Remerciements

*D'abord je remercie « ALLAH » tout puissant pour m'avoir permis d'accomplir dans les meilleures conditions ce travail et toutes mes études.*

*Ma reconnaissance va plus particulièrement à :*

*Mon promotrice M<sup>m</sup> BERBACHE pour sa disponibilité  
et son aide.*

*A mes parents et mes frères*

*A L'ensemble des enseignants qui m'ont suivi durant mon cycle  
d'étude.*

*Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier  
mon travail*

*Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes  
qui m'ont aidé tout au long de mon travail.*

*Je tiens a exprimer mes remerciement au Hichem chef bureau d'études de  
ouled aich*

***A. NEGGACHE***

# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances et de respect :*

*A ma très chère mère et mon cher père*

*A mes adorables frères, ADEL, YACINE, BILLAL ET FAROUK*

*A toute ma grande famille*

*A mes amis de Boudouaou, Hassen, Farid, Housseem, Mehdi,  
Ahmed, Hamza et tous les jeunes de Boudouaou*

*A mes amis de ENSH Chafik, Walid, Hamza, Allawa, Choukri,  
Salaheddine, Houssam, Mehdi, Rostoum . . . .*

*A Mr. Halimi chef bureau d'étude a Boumerdès.*

*A Mr. Nacrer et L'Achbi Adel et tous les ingénieurs de centre  
traitement Boudouaou*

*A Hichem chef bureau d'études de Oulad aiche*

*A toute ma famille de l'ENSH*

***A. NEGGACHE***

# ملخص

تشمل مذكرة نهاية الدراسة كل النقاط التي تمس دراسة شبكة التوزيع للمياه الصالحة للشرب للمدينة الشمالية برج بوعرييج (ولاية برج بوعرييج) من أجل الاستجابة للناحية النوعية، الكمية والضغط، إضافة للطلبات المتزايدة للسكان.  
هذه الدراسة تتعلق بكل جوانب الأزمة على مستوى الشبكة وحلها.

## Résumé

Notre mémoire de fin d'étude a pour objectif le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération nord bordj Bou Arreridj (W.BORDJ BOU ARRERIDJ) afin de répondre aux besoins croissant de la population  
Notre étude analysera tous les aspects techniques de notre réseau tels que le choix de réseau maillé et le calcul des différentes conduites .

## Abstract

The present work covers all aspects of the water distributing network in the northern town of Bordj Bou Arreridj in order to answer qualitatively, quantitatively, and under pressure the growing needs of the population. The study will analyze all problem aspects at the level of the network in order to resolve them.

# Sommaire

## Chapitre I : présentation de l'agglomération d'étude

I.1	Introduction : .....	10
I.2	Donnees naturelles du site : .....	10
I.2.1	Situation géographique : .....	10
I.2.2	Situation topographique : .....	11
I.2.3	Situation géologique : .....	11
I.2.4	Situation climatique : .....	12
A.	Les températures : .....	12
B.	Les vents : .....	12
C.	Humidité : .....	13
C.	Pluviométrie : .....	13
D.	Evaporation : .....	14
I.2.5	Sismicité : .....	14
I.2.6	Situation hydraulique .....	15
A.	Ressources en eau : .....	15
A-1.	Eaux superficielles : .....	15
A-2.	Eaux souterraines : .....	16
B.	Alimentation en l'eau potable : .....	16
I.3	Conclusion : .....	16

## Chapitre II : évaluation des besoins en eau de l'agglomération

II. 1	Introduction .....	18
II. 2	Evaluation des besoins globaux : .....	18
II. 3	Estimation de la population future : .....	18
II. 4	Le programme d'équipement : .....	19
II.5	Estimation des besoins en eau : .....	19
II. 5. 1	Choix de dotation : .....	19
II.5 .2	Calcul des besoins en eau pour chaque groupe des consommateurs : .....	20
II.5. 2. 1	Evaluation des besoins en eau domestique : .....	20
II.5.2.2	Besoins scolaires : .....	20
II.5.2.4	Besoins administratifs et culturels : .....	21
II.6	Recapitulation des besoins en eau de l'agglomeration : .....	21
II.7	Variations des debits de consommation dans le temps : .....	21
II.8	Consommation maximale journaliere : .....	22
II.8. 1	Coefficient d'irrégularité maximum journalier ( $K_{max,j}$ ) : .....	22
II.8 2	Coefficient d'irrégularité minimum journalier ( $K_{min,j}$ ) : .....	22
II.9	Determination des debits journaliers : .....	22
II.9 1.	Débit maximum journalier : .....	22
II.9. 2	Consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ ) : .....	23
II.10	Coefficient irregularite maximum horaire ( $K_{MAX,H}$ ) : .....	23
II.11	Coefficient d'irregularite minimum horaire ( $K_{MIN,H}$ ) : .....	24
II.12	L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants : .....	25
II.13	Etude des variations des debits horaires : .....	25
II.13.1	Débit moyen horaire : .....	25
II.13.2	Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération selon le nombre des habitants : .....	25
II.13.3	Calcul de la consommation horaire : .....	26
II.14	Conclusion : .....	29

## **Chapitre III : dimensionnement de réseau de distribution**

<b>III.1 Introduction :</b>	<b>31</b>
III.2. Definition et aspect descriptif :	<b>31</b>
III.2.1. Les conduites :	31
III.2.2. Les nœuds :	31
III.3 Topologie du reseau :	<b>31</b>
III.3.1 Les réseaux ramifiés :	32
III.3.2 Les réseaux maillés :	32
III.3.3 Réseau étagé :	32
III.4. Conception du reseau :	<b>33</b>
III.4.1. Principe du tracé du réseau :	33
III.4.2. Choix du type de matériau :	33
III.4.2.1. Les conduites métalliques :	34
III.4.2.2. Les conduites à base de ciment :	36
III.4.2.3. Les conduites en plastiques (thermoplastiques) :	36
III-5- Calcul du reseau maille par la methode de « HARDY – CROSS »	<b>39</b>
III-5-1- Principe de la méthode de HARDY –CROSS :	40
III-5-2- Determination du debit correctif :	<b>41</b>
III-5-2-1 Calcul du débit correctif :	41
III.6. Presentation du logiciel de calcul :	<b>42</b>
III.6.2 Avantages :	42
III.6.3. Capacités pour la Modélisation Hydraulique :	43
III.7. Calcul hydraulique du reseau :	<b>44</b>
III.7.1. Détermination des débits du réseau :	44
III.7.1.1 Débit en route :	44
III.7.1.2 Débit spécifique :	44
III.7.1.3. Les débits aux nœuds (nodaux) :	45
III.7.2 Résultats de simulation :	46
a.Etats des tronçons :	46
b.Etats des nœuds :	47
III.7.3 Résultats de simulation après installation de réducteur de pression :	48
□ Cas de pointe :	48
□ Cas de pointe + incendie :	52
III.8 Conclusion :	<b>53</b>

## **Chapitre IV : Etude de réservoir**

<b>IV-1 Introduction :</b>	<b>55</b>
IV.2. Fonctions techniques des reservoirs existants :	<b>55</b>
IV.3 Fonctions economiques :	<b>55</b>
IV-4- Emplacement des reservoirs :	<b>55</b>
IV-5- Calcul de la capacite total necessaire :	<b>56</b>
IV.6. Les caracteristiques de reservoir existant :	<b>57</b>
IV.7 Materialisation de la reserve d'incendie :	<b>58</b>
IV.8 Entretien des reservoirs :	<b>59</b>
IV.9 Applications et securite :	<b>59</b>
<b>IV.10 Conclusion :</b>	<b>59</b>

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

<b>V.I POSE CANALISATION :</b>	<b>61</b>
V.I.1 Introduction :	61
V.I.2 Pose de canalisation :	61
V.I.2.1. Principe de pose de canalisations :	61

V.I.1.2. Pose de canalisation en pente : .....	62
V.I.1.3. Pose sans tranchée : .....	62
V.I.1.4. Cas d'un terrain agressif : .....	63
V.I.1.5. Cas d'un terrain peu consistant : .....	64
<b>V.I.1-6. Cas d'un terrain marécageux : .....</b>	<b>64</b>
<b>V.II. ACCESSOIRES : .....</b>	<b>65</b>
<b>V.II.1- Introduction : .....</b>	<b>65</b>
V.II.2- Rôle des accessoires : .....	65
V.II.2.3- Organes accessoires utilisés dans le réseau : .....	66
V.II.4. Ventouses : .....	69
V.II.5-Poteaux d'incendie : .....	69
V.II.6 Les raccords : .....	70
V.II.6.1- Soudure bout à bout : .....	70
V.II.6.2. Les raccords électro- soudables : .....	71
V.II.6.3- Les raccords mécaniques : .....	72
V.II.7. Organes de mesure : .....	75
V.II.7.1-Mesure de débit : .....	75
V.II.7.2- Mesure de pression : .....	76
V.II.8. By-pass : .....	77
<b>V.II.9 Conclusion : .....</b>	<b>77</b>
<b>Chapitre VI : Organisation de chantier et sécurité de travail</b>	
<b>VI.I ORGANISATION DE CHANTIER : .....</b>	<b>79</b>
<b>VI.I.1 Introduction .....</b>	<b>79</b>
VI.I.2. Différents travaux à entreprendre : .....	79
VI.I.2.1 Travaux concernant réseau de distribution : .....	79
VI.I.3. Calcul des volumes des travaux : .....	80
VI.I.3.1. Déblais d'excavation : .....	80
VI.I.3.3. Largueur de la tranchée : .....	81
VI.I.3.4 Lit de sable : .....	81
VI.I.3.5 Remblais compactés : .....	81
VI.I.3.6 Volume de la conduite : .....	82
VI.I.4. Calcul de cout de projet : .....	83
VI.I.5 Choix des engins de terrassement : .....	84
VI.I.5.1. Pelle hydraulique .....	84
VI.I.5.2. Bulldozer : .....	85
VI.I.5.3. Chargeur : .....	85
VI.I.5.4. Compacteur : .....	86
<b>VI.I.5. Planification des travaux : .....</b>	<b>86</b>
VI.I.5.1. Planification des travaux : .....	86
VI.I.5.2. Définitions des tâches et leurs durées .....	86
VI.I.6 Conclusion : .....	87
<b>VI.II SECURITE DES TRAVAUX : .....</b>	<b>88</b>
<b>VI.II.1 Introduction : .....</b>	<b>88</b>
VI.II. 2 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique : .....	88
VI.II.2.1 Facteurs humain .....	88
VI.II. 2.2- Facteurs matériel .....	88
VI.II. 2.3 Liste des conditions dangereuses : .....	89
VI.II.2.4 Liste des actions dangereuses : .....	89
VI.II.3- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents .....	90
VI.II. 3.1- Protection individuelle .....	90

VI.II. 3.2 Autre protections : .....	90
VI.II.3.3 Protection collective : .....	90
VI.II.4 Conclusion : .....	91
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	<b>93</b>

## Liste des tableaux

### Chapitre I : présentation de l'agglomération d'étude

Tableau I. 1 : Température moyenne annuelle période 2003 à 2017 Données fournies par la station météorologique : 604440 .....	12
Tableau I. 2 : Vitesse annuelle des vents dans la région de Bordj Bou Arreridj à la période ... (2003-2017) .....	13
Tableau I. 3 : Humidité moyenne mensuelle de Bordj Bou Arreridj à la période (1996-2012)(Données fournies par la station météorologique : 604440) .....	13
Tableau I. 4 : Précipitation annuelle. ....	13
Tableau I. 5 : Evaporations moyennes mensuelles en (mm) de la période (1988-2010). ....	14

### Chapitre II : Evaluation des besoins en eau de l'agglomération

Tableau N°II.1 : La population de l'agglomération pour différents horizons .....	19
Tableau II 02 : Le programme d'équipement .....	19
Tableau II.3 : les besoins domestiques. ....	20
Tableau II.4 : les besoins scolaires.....	20
Tableau II.5 Besoins loisir et santé. ....	21
Tableau II.6 : les besoins administratifs et culturels .....	21
Tableau II.7 Récapitulation des besoins eau de l'agglomération.....	21
Tableau II.8 Récapitulation des besoins en eau maximale journalière de la ville .....	23
Tableau II.9 Consommation minimale journalière ( $Q_{min,j}$ ) : .....	23
Tableau II.10 : Les valeurs de $\beta$ en fonction de la population .....	24
Tableau II.11 : variation du coefficient $\beta_{min}$ :.....	24
Tableau II.12: La Variation horaire en fonction du nombre de la population.....	25

### Chapitre III : dimensionnement de réseau de distribution

Tableau III.1 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe). ....	45
Tableau N° III-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe) .....	45
Tableau III.3 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (concernant les tuyaux) ..	46
Tableau III.4 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (concernant les nœuds). ..	47
Tableau III.5 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (concernant les nœuds)...	48
Tableau III.6 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (concernant les tuyaux)...	49
Tableau III.7 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe+incendie (concernant les tuyaux).....	52

<b>Tableau III.8 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe+incendie (concernant les nœuds).....</b>	<b>53</b>
<b>Chapitre IV : Etude de réservoir</b>	
<b>Tableau IV-1 : Détermination de la capacité de réservoir .....</b>	<b>56</b>
<b>Chapitre VI : Organisation de chantier et sécurité de travail</b>	
<b>Tableau VI.1: calcul du volume du déblai.....</b>	<b>81</b>
<b>Tableau VI.2: calcul du volume du lit de sable .....</b>	<b>81</b>
<b>Tableau VI.3: calcul du volume des conduites.....</b>	<b>82</b>
<b>Tableau VI.4: Volumes des travaux.....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VI.5: cout des conduites. ....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VI.6: le cout des terrassements .....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VI.7 : le cout total.....</b>	<b>83</b>
<b>Tableau VI.5 : Temps de réalisation des opérations .....</b>	<b>87</b>

## Liste des Figure

Figure I. 1 : situation géographique de la commune et willaya de BORDJ BOU ARRERIDJ. ....	<b>11</b>
Figure I. 3 : Etat sismique en Algérie.....	<b>15</b>
Figure II.2 : Graphique de consommation d'arrosage. ....	<b>28</b>
Figure II .3 ..... Graphique de la consommation de l'agglomération .....	<b>28</b>
Figure II .4 : Graphique de consommation totale de l'agglomération.....	<b>29</b>
Figure II .5 : courbe cumulée de la consommation totale de l'agglomération .....	<b>29</b>
Figure III.1: Corrosion des conduites métallique .....	<b>36</b>
Figure III.2 schémas cas de pointe.....	<b>51</b>
Figure IV.1 : Schéma d'un réservoir .....	<b>58</b>
Figure V-01 : Pose de canalisation en pente .....	<b>62</b>
Figure V-02 : Pose de canalisation sans tranchée. ....	<b>63</b>
Figure V-03 : Pose de canalisation dans un terrain agressif.....	<b>64</b>
Figure V-04 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.....	<b>64</b>
Figure V-05 : Pose de canalisation dans un terrain marécageux .....	<b>65</b>
Figure V.6: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson).....	<b>67</b>
Figure V.7: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson) .....	<b>67</b>
Figure V.8: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla).....	<b>68</b>
Figure V.9: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla).....	<b>68</b>

Figure V.10: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).....	<b>70</b>
Figure V.11 : Bout à bout « bouteuse » .....	<b>71</b>
Figure V.12 : Raccordement par accessoires électro-soudables .....	<b>72</b>
Figure V.13 : Assemblages par électro soudage .....	<b>72</b>
Figure V.14 : Les coudes.....	<b>73</b>
Figure V-15 : Emplacement des Tés et des Cônes.....	<b>74</b>
Figure V-16 : réducteur de pression modulaire (d'après document Pont-à-Mousson) .....	<b>75</b>
Figure V.17 Débitmètre électromagnétique.....	<b>75</b>
Figure V.19: Manomètre (d'après document BAMO) .....	<b>76</b>
Figure VI.1 : Pelle hydraulique .....	<b>84</b>
Figure VI.2 : Bulldozer .....	<b>85</b>
Figure VI.3: Chargeur.....	<b>85</b>
Figure VI.4 : Compacteur.....	<b>86</b>
Figure VI.5 Réseaux à nœuds.....	<b>87</b>

### Liste des planches :

Planche 1 : plan de masse

Planche 2 : plan de masse + réseau projeter

Planche 3 : profil en long

Planche 4 : accessoires de réseau de distribution

Planche 5 : réservoir existant

**Introduction**

**Générale**

---

---

## Introduction générale :

L'eau représente notre ressource naturelle la plus précieuse. Ayant une importance considérable pour le développement social et économique d'un pays. Elle est indispensable à tous les besoins humains fondamentaux, notamment : l'alimentation, l'eau potable, la santé et l'énergie.

Toute l'eau présente dans la nature, ce forma de rivière, lacs, cours d'eau ou nappes phréatiques ne sont pas forcément potables pour l'homme. Une eau d'apparence claire peut transporter des substances inertes et vivante, dans certaine peuvent être dangereuse pour l'homme. L'eau doit donc subir un traitement avant d'être consommée.

Sa gestion adéquate constitue le défi le plus urgent dans le domaine des ressources naturelles. Sans eau, nous n'aurions ni société, ni économie, ni culture, ni vie. De par sa nature même et ses usages multiples, l'eau est un sujet complexe. Même si l'eau constitue un enjeu mondial, les problèmes et les solutions se situent souvent à un niveau local.

La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable début Par un bon dimensionnement du réseau pour assurer les besoins de l'agglomération actuelle et à l'horizon.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de mon mémoire de fin d'étude qui est la conception du système d'alimentation en eau potable de la ville nord Bordj Bou Arreridj (wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ).

Cette étude comporte une présentation de la nouvelle ville, l'estimation des besoins en eau, les caractéristiques de la consommation en eau une présentation de la nouvelle ville, l'estimation des besoins en eau, les caractéristiques de la consommation en eau, et l'étude des ouvrages de Stockage du réseau de distribution.

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'agglomération d'étude**

**I.1 Introduction :**

Avant de se lancer dans des études sur la réalisation de réseau d'alimentation d'eau potable de l'agglomération étudiée, plusieurs facteurs déterminant la méthode d'achèvement du projet doivent être pris en compte :

- Facteurs naturels physiques et climatiques du site.
- Facteurs démographiques relatives à la population
- Facteurs relatifs à l'agglomération et à son développement futur.

Nous allons aborder ces facteurs dans ce chapitre.

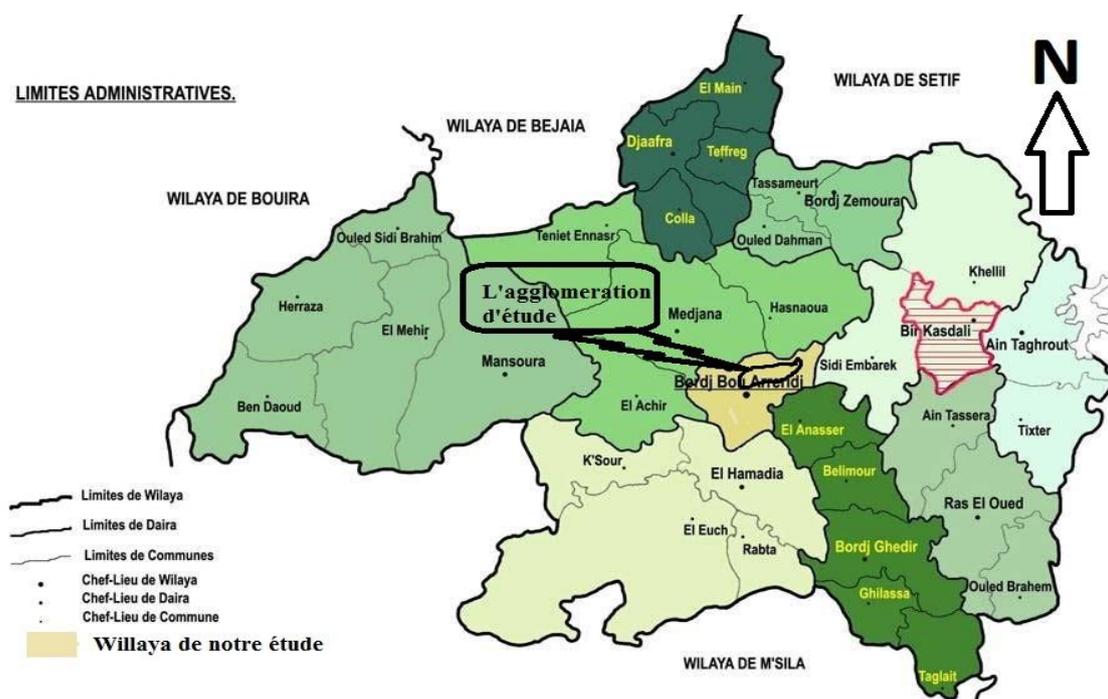
**I.2 Données naturelles du site :****I.2.1 Situation géographique :**

**La wilaya de Bordj Bou Arreridj occupe une place stratégique au sein de l'Est algérien. Elle se trouve à mi-parcours du trajet séparant Alger de Constantine.**

Le Chef-lieu de la wilaya est situé à 220 km à l'est de la capitale, Alger. La wilaya de Bordj Bou Arreridj s'étend sur une superficie de 3 921 km<sup>2</sup>.

Géographiquement, la wilaya de Bordj Bou Arreridj est comprise entre les parallèles 35° et 37° de latitude Nord et entre les méridiens de longitude 4° et 5° à l'Est de GREENWICH. La ville de Bordj Bou Arreridj est située au point géographique 36° de latitude Nord et 4°30' de longitude Est. La wilaya est située au Nord- Est du pays sur les Haut-Plateaux. Elle est limitée par les wilayas suivantes :

- Au Nord : par Bejaia
- A l'Est : par Sétif
- Au Sud : par M'Sila.
- A l'Ouest : par Bouira.



**Figure I. 1 : situation géographique de la commune et wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ.**

L'agglomération d'étude est située au nord de chef-lieu de la wilaya de Bordj Bou Arreridj. Elle a cote de l'autoroute Est-Ouest, est limité :

- Au sud par le boulevard périphérique nord.
- A l'Est par Oued Boumergued.
- A l'Ouest par Oued Slib.
- Au nord du réservoir surélevé 300m3 Ain Ben Omran au réservoirs 2\*5000 m3 Aouine Zeraigua.

### I.2.2 Situation topographique :

La topographie permet la représentation sur un plan ou une carte des formes et détails visibles sur le terrain, La wilaya est constituée de trois zones géographiques qui se succèdent :

- Une zone montagneuse, avec au nord, la chaîne des Bibans.
- Une zone de hautes plaines qui constitue la majeure partie de la wilaya.
- Une zone steppique, au sud-ouest, à vocation agropastorale.

L'altitude varie entre 670 m et 1885 m.

L'altitude de l'agglomération d'étude elle est entre 933 m et 955

### I.2.3 Situation géologique :

La géologie de la région de Bordj Bou Arreridj se compose de deux grands ensembles :

- Les Flysch Numidiens.
- Le domaine tellien.

Les flysch numidiens se localisent au nord de la wilaya de Bordj Bou Arreridj (ensemble montagneux) et se compose de formations allochtones qui affleurent au niveau de Djebel Morissan, il est constitué principalement d'alternance des grès et d'argiles.

Le domaine Tellien occupe le territoire de la commune de Bordj Bou Arreridj à l'endroit où se localiser le site de la station. Ce domaine est constitué de formations telliennes prédominance marneuses et schisteuses. C'est une série très plissée à grand rayon de courbure.

### **I.2.4 Situation climatique :**

La wilaya se caractérise par un climat continental, qui offre des températures chaudes en été et très froides en hiver, parmi les plus basses d'Algérie. La pluviométrie annuelle est de 300 à 700 mm.

#### **A. Les températures :**

Les températures nous avons porté les données de températures qui figurent dans le tableau (I-1) sous forme de courbe, pour mieux exprimer les variations des températures moyennes annuelles est cela sur une période de 15 ans (2003-2017).

**Tableau I. 1 : Température moyenne annuelles période 2003 à 2017 Données fournies par la station météorologique : 604440**

Années	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
<b>T (moyenne)</b>	16.1	15.6	15.4	16.1	15.5	15.7	15.7	15.7	15.7	16.5	15.5	16.4	17.8	18.5	18.6
<b>TM (moyenne maximal)</b>	23.3	21.3	22.3	23.3	22.5	22.8	22.7	22.5	22.8	23.7	22.6	23.5	23.4	23.7	23.1
<b>Tm (moyenne Minimal)</b>	11.5	10.6	9.5	10.3	9.8	9.7	9.6	9.7	9.7	10	9.5	10.3	10.1	10.6	10.6

#### **B. Les vents :**

La ville de Bordj Bou Arreridj est caractérisée par :

- Les vents Nord-Ouest froids.
- Les vents Sud chauds.

C'est ainsi que la ville de Bordj Bou Arreridj est située dans une région très orageuse (rappelez-vous que le vent est très utile pour disperser les contaminants). Cependant, les vents secs et chauds du sud-ouest connus sous le nom de Seruku (chergui) sont catastrophiques (poussière, vents particulièrement en automne, polluants stagnants, etc.).

**Tableau I. 2 : Vitesse annuelle des vents dans la région de Bordj Bou Arreridj à la période (2003-2017)**

Années	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Vent (km / h)	7.9	7.2	7.6	8.8	8.3	8.1	6.4	8	6.4	7.9	8.4	6.4	2.4	14.3	14.4

**C.Humidité :**

A partir du tableau (I.3) nous observons que l'humidité maximale est estimée à 69% le mois de février, alors que l'humidité minimale est de 32% durant le mois de juillet, ce qui donne une humidité moyenne annuelle de 54%.

**Tableau I. 3 : Humidité moyenne mensuelle de Bordj Bou Arreridj à la période (1996-2012)(Données fournies par la station météorologique : 604440)**

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Humidité (%)	68	69	62	61	50	40	32	38	44	56	63	63

**C.Pluviométrie :**

Ces précipitations sont caractérisées par une répartition très irrégulière d'une année à une autre et un module pluviométrique toujours faible.

**Tableau I. 4 : Précipitation annuelle.**

Années	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
Précipitations (mm)	551.4	530	342.6	334.8	457.1	391	379.6	386.9	464.4	303.2	372.4	286.51	318.05	237.74	341.35

**D. Evaporation :**

L'évaporation est un paramètre important à quantifier, car elle influe sur le niveau piézométrique des eaux souterraines (nappe superficielle) provoquant également la formation d'efflorescences salines.

**Tableau I. 5 : Evaporations moyennes mensuelles en (mm) de la période (1988-2010).**

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
EV (mm)	79,56	104,86	161,3	189,6	248,8	313,6	361,56	228,8	235,8	182,2	78,6	105

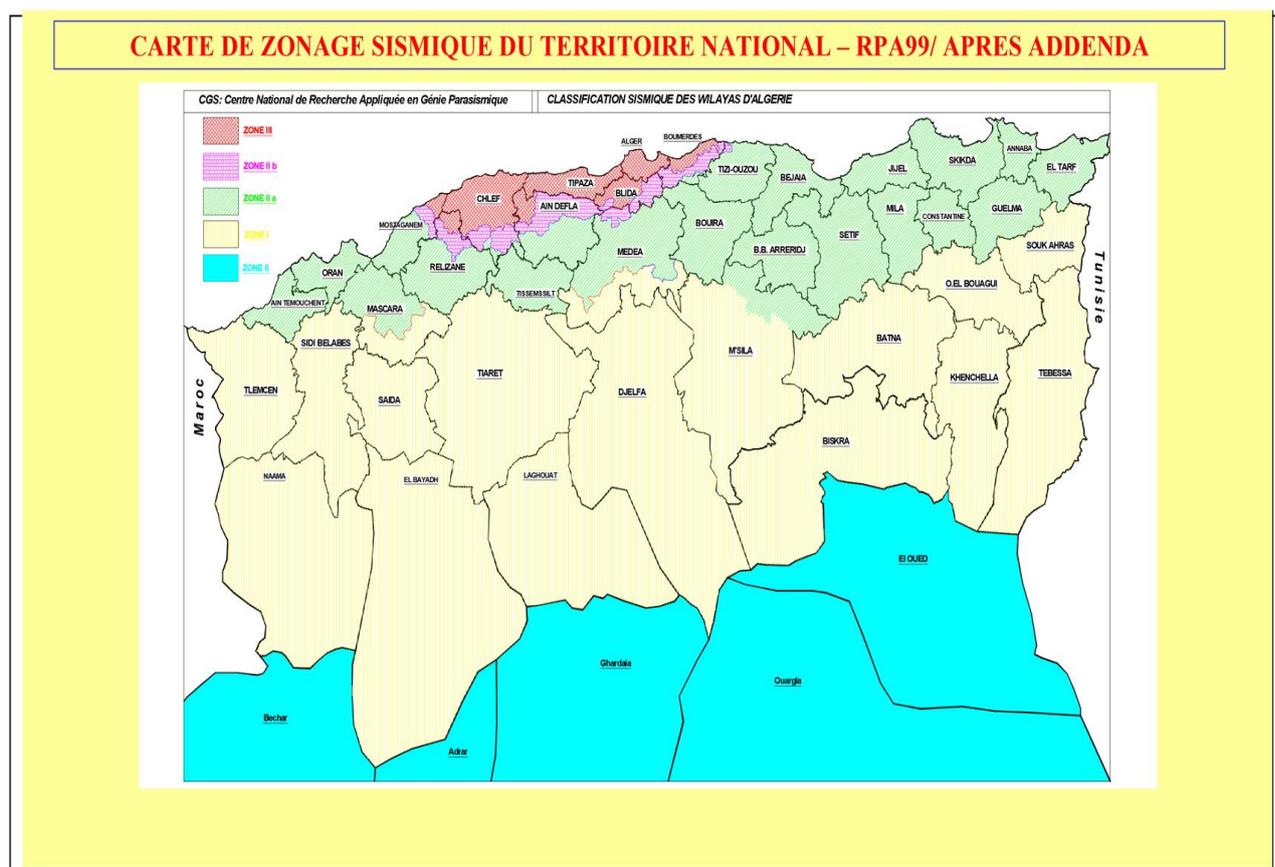
D'après le tableau ci-dessus, on constate que le mois de juillet présente une évaporation plus élevée (361,56mm) alors que la moyenne mensuelle la plus faible est enregistrée le mois de janvier (79.56mm).

**I.2.5 Sismicité :**

Les tremblements de terre sont une menace pour divers projets à l'intérieur et à l'extérieur de la Terre Par conséquent, le risque doit être considéré comme une menace prioritaire à éviter et à titre d'exemple dans l'Algérie :

Les derniers tremblements Chlef (1980), Chenoua (1989), Boumerdès (2003) ont eue des conséquences humaines et matérielles assez graves.

D'après le classement des zones sismiques établi par le DTR (document technique réglementaire), notre région d'étude est classée « Non sismique ».



**Figure I. 3 : Etat sismique en Algérie.**

## I.2.6 Situation hydraulique :

Il contient :

### A. Ressources en eau :

On a ressources superficielles et souterraines :

#### A-1. Eaux superficielles :

L'agglomération de Bordj Bou Arreridj appartient à la région des hauts plateaux où l'apport moyen annuel varie entre 600 et 700 mm/an.

La ville de Bordj Bou Arreridj est parcourue par un réseau hydrographique représenté essentiellement par 4 Oueds dont le plus important est l'Oued Arreridj, on distingue un grand bassin versant de l'Oued K'SOB appartient au grand bassin versant de CHOTT –EL-HODNA, il prend la direction Nord-Sud vers l'exutoire final, il draine un bassin de 1494 km dont 97.17% en superficie dans la wilaya de BBA.

**A-2. Eaux souterraines :**

A l'absence des études hydrogéologiques et les grands traits de l'hydrogéologie, les investigations et les recherches établies sommairement montrent que la wilaya est partagée en deux zones essentielles à savoir :

- Le Nord de la wilaya qui se caractérise par des aquifères peu productifs et de faibles potentialités.
- Le Sud de la wilaya qui présente une zone assez favorable, qui donne des potentialités moyennes.

**B. Alimentation en l'eau potable :**

Cette agglomération est sera alimenté par un réservoir de capacité 5000m<sup>3</sup> qui se trouve à l'Est de la ville Bordj Bou Arreridj.

**C. Réseau d'assainissement :**

Comme l'agglomération d'étude est nouvelle (elle n'a pas encore réalisé), elle n'est donc pas équipée en assainissement.

**I.3 Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons identifié les données nécessaires relatives à nos agrégats provenant de la topographie, de la géologie et de la climatologie, ainsi que de l'hydraulique, qui serviront de base au développement du projet, qui consiste en une étude du réseau d'alimentation d'eau potable qui permet une satisfaction des besoins en eau de l'habitation.

# *Chapitre II*

## *Evaluation des besoins en eau de l'agglomération*

## II. 1 Introduction

Le concepteur d'ouvrages destinés à l'alimentation en eau doit veiller à ce que les travaux proposés contribuent à améliorer la qualité de la vie des populations concernées en assurant un service adéquat sans nécessairement viser, à rencontrer des besoins exagérés et à trop long terme.

## II. 2 Evaluation des besoins globaux :

Pour évaluer précisément les besoins en eau potable d'une agglomération quelconque, un recensement précis et complet de l'ensemble des équipements socio-économiques qui caractérisent l'agglomération est nécessaire.

Ce recensement est complété par une étude monographique portant sur :

- Les données démographiques et urbanistiques (population, taux d'accroissement, plan d'aménagement du centre, différents types d'habitat,...)
- Les données économiques (agriculture, élevage, commerce, industrie, infrastructures existantes , ...).
- Les équipements socio-économiques (enseignement, santé, équipements sportifs, services administratifs,.....).

Le calcul des besoins en eau d'alimentation pour une agglomération exige une fixation impérative des normes pour chaque catégorie de consommateur. Ces normes doivent rester valables tant que les critères qui ont contribué à leur établissement restent inchangés.

La norme unitaire est définie comme un rapport entre le débit journalier et le nombre de consommateur.

## II. 3 Estimation de la population future :

Pour l'estimation de la population future. Nous prenons un horizon de 30 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de (1.2%).

L'agglomération devra recevoir 15175 habitants, ces derniers sont partagés entre les logements et les lotissements.

L'estimation de la population se fait pour l'horizon 2049, le calcul est établi à l'aide de la formule suivante :

$$P = P_0(1+\tau)^n \dots\dots\dots(II. 1) [1]$$

Avec :P : Population à l'horizon d'étude 2049 (hab).

$P_0$  : Population de base 2019 (hab.).

n : nombre d'années séparant les horizons considérée.

$\tau$  : le taux d'accroissement de la population (1.2%) .

(Source le taux d'accroissement de (1.2%) d'après l A.P.C)

On évalue la population future de l'agglomération aux horizons :

- Court terme (2029)
- Moyen terme (2038)
- Long terme (2049)

**Tableau N°II.1 : La population de l'agglomération pour différents horizons**

Année	Taux d'accroissement	Nombre des populations
2019		15175
2049	1.2%	21704

## II. 4 Le programme d'équipement :

**Tableau II 02 : Le programme d'équipement**

Désignation	Superficie (m <sup>2</sup> )
Complexé d'entraînement	50449.05
La police	1260.16
5 Ecoles primaires	15199.17
Espace vert	10650.37
Centre de santé	2129.5
Les administrations (la poste----- --la mairie)	848.1---794.56
Mosquée	1997.71
2 C. E. M	7546.66

(Source : (D.H.W) bba)

## II.5 Estimation des besoins en eau :

Les étapes pour estimation les besoins en eau est comme suit :

### II. 5. 1 Choix de dotation :

La dotation qui est indispensable dans l'estimation des besoins en eau d'une agglomération, est une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur.

Elle est définie comme un rapport du débit moyen journalier par unité de consommateur (habitant, agent, élève, lit, ....).

## II.5.2 Calcul des besoins en eau pour chaque groupe des consommateurs :

### II.5.2.1 Evaluation des besoins en eau domestique :

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

- Commune rurale : considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab, donc la dotation est estimée de 125 l/j/hab.
- Commune dont la population est supérieur à 2000 hab. on distingue :
  - Ville de moins de 20000 hab : une dotation de 150 à 200 l/j/hab.
  - Ville de 20000 à 100000 hab : une dotation de 200 à 300 l/j/hab.
  - Ville de plus de 100000 hab : une dotation de 300 à 350 l/j/hab.

Donc pour le calcul des besoins domestiques futur de l'agglomération on recommande de prendre 200 l/j/hab. Pour l'horizon d'étude.

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule :

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

Avec

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

$q_i$  Dotation journalière (l/j/hab.).

$N_i$  Nombre de consommateurs. (hab)

Le tableau suivant détermine les besoins domestiques.

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

Année	Nombre d'habitant	Dotation moyenne (l/j/hab)	Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ )
2049	21074	200	<b>4 214,8</b>

### II.5.2.2 Besoins scolaires :

Le tableau suivant détermine les besoins scolaires.

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

Désignation	Nombre des élèves	Dotation (l/j/élève)	Consommation moyenne journalière ( $m^3/j$ )
2 C.E.M	3000	10	30
5 Ecoles primaires	3000	10	30
Total			60

**II.5.2.3 Besoins loisir et santé :**

**Tableau II.5 Besoins loisir et santé.**

Désignation	Unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation moyenne Journalière (m <sup>3</sup> /j)
Complexe d'entraînement	500 athlètes	25	12.5
Centre de santé	250 lits	300	75
<b>Total</b>			<b>87.5</b>

**II.5.2.4 Besoins administratifs et culturels :**

Le tableau suivant détermine les besoins administratifs et culturels.

**Tableau II.6 : les besoins administratifs et culturels**

Désignations	Nombre et unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation moyenne Journalière (m <sup>3</sup> /j)
Mosquée	1000 fidèles	20	20
L'APC	100 bureaux	25	2.5
La police	50 bureaux	15	0.75
Espace vert	10650.37 m <sup>2</sup>	5	53.25
<b>Total</b>			<b>76.5</b>

**II.6 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération**

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon.

**Tableau II.7 Récapitulation des besoins eau de l'agglomération**

Désignations	Consommation moyenne Journalière (m <sup>3</sup> /j)
Les besoins domestiques	4214.8
Loisir et santé	87.5
Les besoins scolaires	60
Les besoins administratifs et culturels	76.5
<b>Total</b>	<b>4438.8</b>

**II.7 variations des débits de consommation dans le temps :**

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée.

- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville.
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end.
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population, elles représentent les variations les plus importantes.

## II.8 Consommation maximale journalière :

### II.8.1 Coefficient d'irrégularité maximum journalier ( $K_{max, j}$ ) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport (II-3).

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

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier, il varie entre 1,1 et 1,3.

Pour notre cas nous prenons  $K_{max, j} = 1,3$  pour les besoins domestiques et 1 pour les autres besoins.

### II.8.2 Coefficient d'irrégularité minimum journalier ( $K_{min, j}$ ) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

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

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation avec  $K_{min, j}$  varie entre 0,7 et 0,9.

Pour notre cas nous prenons  $K_{min, j} = 0,9$  pour les besoins domestiques et 0,7 pour les autres besoins.

## II.9 Détermination des débits journaliers :

On a calculer le débit maximum et minimum durant la journée

### II.9.1. Débit maximum journalier :

Ce débit relatif au jour de la plus grande consommation pendant l'année et il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution. Il est donné par :

$$Q_{max, j} = K_{max, j} \times Q_{moy, j} \quad (m^3/j) \dots\dots\dots (II-5)$$

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

$Q_{moy, j}$  : débit moyen journalier en  $m^3/j$ .

$K_{max, j}$  : coefficient d'irrégularité maximale journalière.



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

$$\text{tel que : } K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots\text{(II-7)}$$

Avec :

$\alpha_{max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, et dépend du niveau de développement local. Varie de 1,2 à 1,4 Pour notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1,3$ .

$\beta_{max}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population

tableau II.10 Nous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II.10 : Les valeurs de  $\beta$  en fonction de la population**

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 21704 alors :

$$\beta_{max} = 1,2$$

la valeur de  $K_{max,h}$  sera :  $K_{max,h} = 1,2 \times 1,3 = 1.56$

$$K_{max,h} = 1.56$$

**II.11 Coefficient d'irrégularité minimum horaire ( $K_{min,h}$ ) :**

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

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \dots\dots\dots\text{(II-8)}$$

Avec :

$\alpha_{min}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend  $\alpha_{min} = 0,6$ .

$\beta_{min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau N°II.11 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II.11 : variation du coefficient  $\beta_{min}$  :**

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
$\beta_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

$$\beta_{min} = 0,5$$

La valeur de  $K_{min,h}$  sera alors :  $K_{min,h} = 0,6 \times 0,5 = 0,3$

$$K_{min,h} = 0,3$$

## II.12 L'évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière, la variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants .

## II.13 Etude des variations des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires. Les débits maximum et minimum horaires sont déterminés à partir du tableau de répartition des débits.

### II.13.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy, h}} = Q_{\text{max, j}}/24 \quad (\text{m}^3/\text{h}) \quad \dots\dots\dots (\text{II-9})$$

Avec :  $Q_{\text{moy, h}}$  : débit moyen horaire en  $\text{m}^3/\text{h}$  .

$Q_{\text{max, j}}$  : débit maximum journalier sans arrosage en  $\text{m}^3/\text{j}$  .

Donc :  $Q_{\text{moy, h}} = \frac{5649,99}{24} = 235,42\text{m}^3/\text{h}$ .

$$Q_{\text{moy, h}} = 235,45 \text{ m}^3/\text{h}.$$

## II.13.2 Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération selon le nombre des habitants :

**Tableau II.12: La Variation horaire en fonction du nombre de la population**

Heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5

15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

(Source : polycop d'A.E. P de Mr. Salah Boualem).

Pour notre cas on choisit la répartition variante entre **10001** et **50000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2049** sera **21704** hab).

**II.13.3 Calcul de la consommation horaire :**

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation est :

$$Q_h = \frac{P\% Q_{max,j}}{100} \dots\dots\dots( II.10 )$$

Avec :

**Q<sub>h</sub>** : débit horaire nécessaire

**P%** : pourcentage horaire.

La durée d'arrosage est prévue pour quatre heures pendant la journée.

Heures	Agglomération Q max,j= 5649,99 m³/j		Arrosage Q max,j= 53,25m³/j		Le débit journalier maximale total m³/h	Le débit cumulé m³/h
	%	m³/h	%	m³/h		
I	II	III	IV	V	VI	VII
0-1	1,5	84,75			84,75	84,75
1_2	1,5	84,75			84,75	169,50
2_3	1,5	84,75			84,75	254,25
3_4	1,5	84,75			84,75	339,00
4_5	2,5	141,25			141,25	480,25
5_6	3,5	197,75			197,75	678,00
6_7	4,5	254,25			254,25	932,25
7_8	5,5	310,75			310,75	1243,00
8_9	6,25	353,12			353,12	1596,12
<b>9_10</b>	<b>6,25</b>	<b>353,12</b>	<b>25</b>	<b>13,313</b>	<b>366,44</b>	<b>1962,56</b>
<b>10_11</b>	<b>6,25</b>	<b>353,12</b>	<b>25</b>	<b>13,313</b>	<b>366,44</b>	<b>2329,00</b>
11_12	6,25	353,12			353,12	2682,12
12_13	5	282,50			282,50	2964,62
13_14	5	282,50			282,50	3247,12
14_15	5,5	310,75			310,75	3557,87
15_16	6	339,00	25	13,313	352,31	3910,18

16_17	6	339,00	25	13,313	352,31	4262,49
17_18	5,5	310,75			310,75	4573,24
18_19	5	282,50			282,50	4855,74
19_20	4,5	254,25			254,25	5109,99
20_21	4	226,00			226,00	5335,99
21_22	3	169,50			169,50	5505,49
22_23	2	113,00			113,00	5618,49
23_24	1,5	84,75			84,75	5703,24
	100	5649,99	100	53,25	5703,24	

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

- $Q_{max.h} = 366.44 \text{ m}^3/h = 101.79 \text{ l/s}$
- $Q_{min.h} = 84.75 \text{ m}^3/h = 23.54 \text{ l/s}$

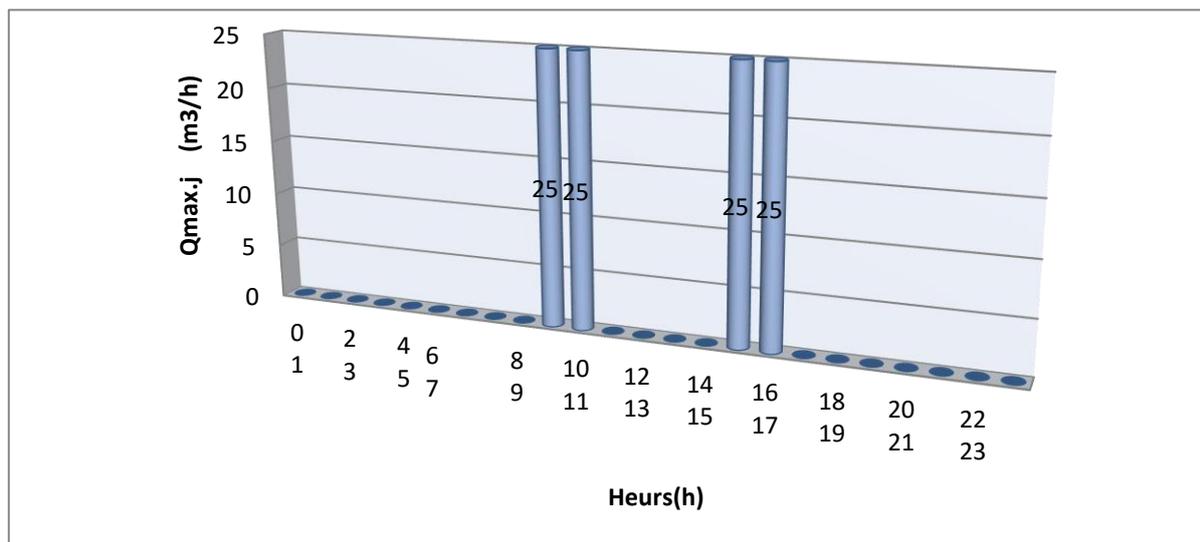


Figure II.2 : Graphique de consommation d'arrosage.

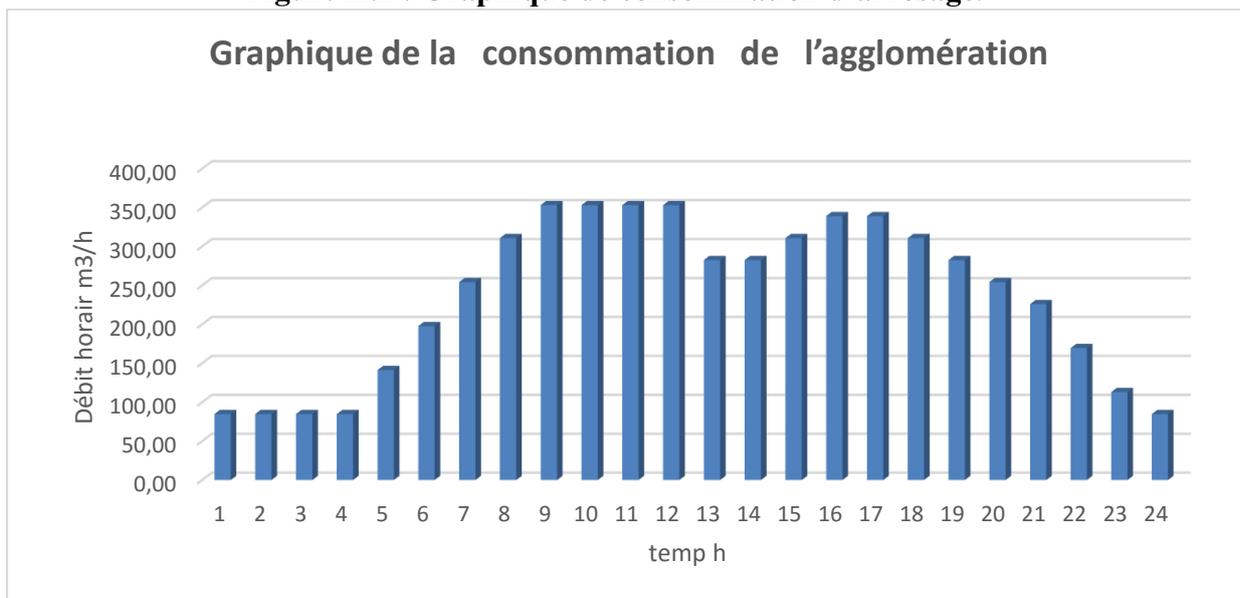
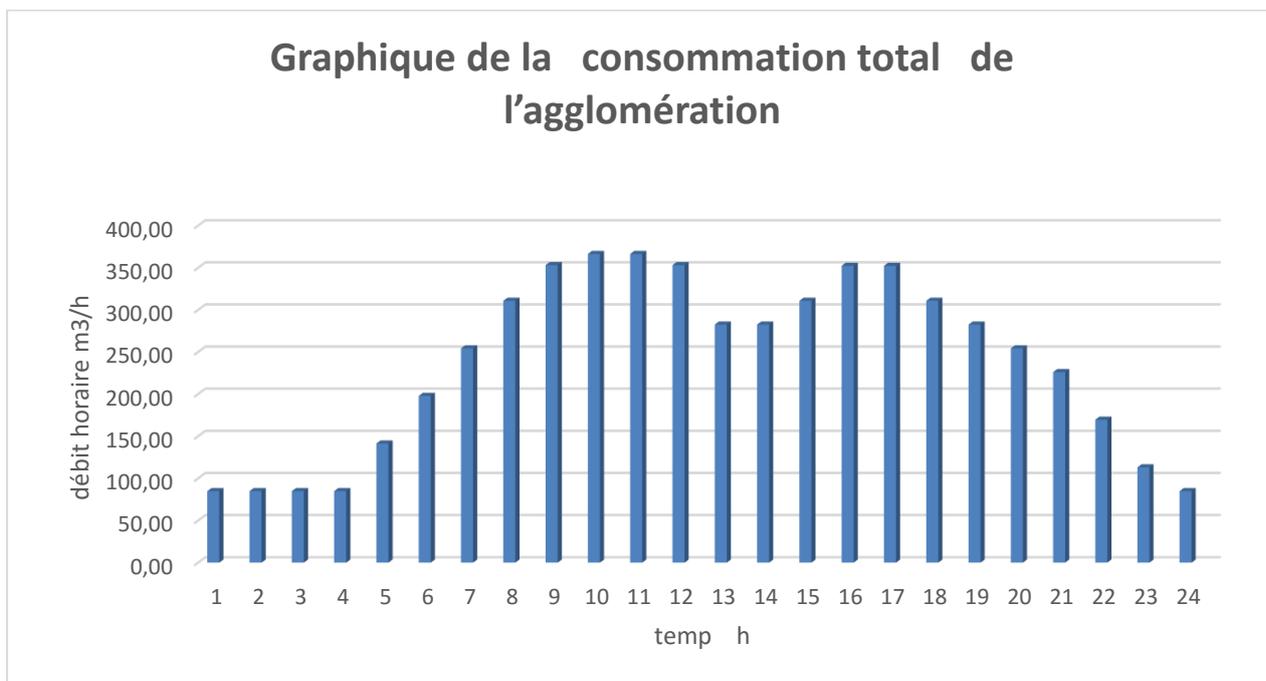
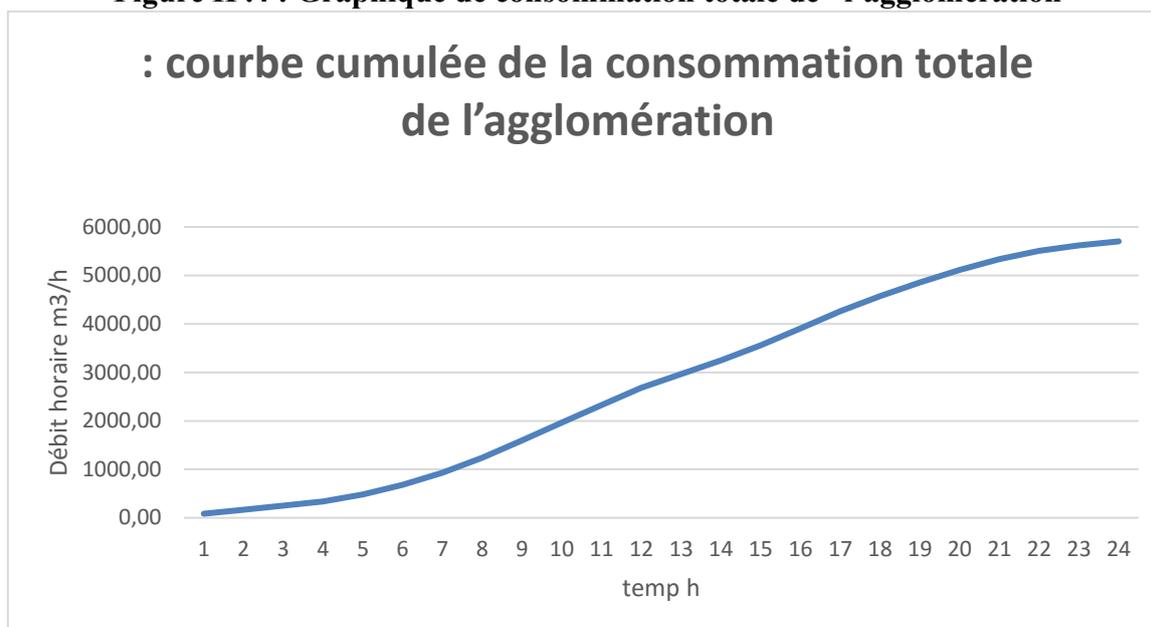


Figure II.3 Graphique de la consommation de l'agglomération



**Figure II .4 : Graphique de consommation totale de l'agglomération****Figure II .5 : courbe cumulée de la consommation totale de l'agglomération**

## II.14 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (Maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de déterminer tous les débits horaires (maximum et minimum) pour comparer les résultats des besoins avec les ressources disponibles, et pour notre cas les ressources disponibles (deux réservoirs  $5000\text{m}^3$ ) couvrent les besoins de l'agglomération.

# *Chapitre III*

## *Dimensionnement de réseau de distribution*

### III.1 Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums qui seront dimensionnés en conséquence.

### III.2. Définition et aspect descriptif :

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

#### III.2.1. Les conduites :

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

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

#### III.2.2. Les nœuds :

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

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

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

### III.3 Topologie du réseau :

La topologie du réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leurs liaisons physiques (conduites). La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux. En termes de topologie, nous distinguons :

### **III.3.1 Les réseaux ramifiés :**

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.3.2 Les réseaux maillés :**

Ce type de réseau est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière à décrire des boucles fermées. Cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés.

Contrairement aux réseaux ramifiés, la présence de boucles ou de mailles dans les réseaux maillés réduisent les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car ils assurent une distribution en retour en cas d'avarie.

Dans la réalité les deux configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus de ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles.

### **III.3.3 Réseau étagé :**

Si la topographie du territoire desservi accuse de trop fortes dénivellations, on provoque de fortes pressions aux points les plus bas dans le cas d'une distribution à partir d'un réservoir et, par conséquent les normes de pressions ne seront pas respectées.

En effet, on doit réduire la pression en installant des réservoirs intermédiaires, alimentés par le premier. Ces réservoirs permettent de créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression.

**NB :** Dans le but d'une étude purement technico-économique, pour meilleure exploitation de l'infrastructure et pour une distribution raisonnable de l'eau, nous avons opté pour un réseau maillé car notre agglomération projetée est dense.

### **III.4. Conception du réseau :**

#### **III.4.1. Principe du tracé du réseau :**

Le tracé se fait comme suit :

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

#### **III.4.2. Choix du type de matériau :**

Les conduites constituant l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à deux types d'exigences :

➤ **Exigences techniques :**

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose .
- Bonne étanchéité .
- Facilité d'entretien et mise en service.

➤ **Exigences économiques :**

- le prix de la fourniture et du transport .
- la disponibilité sur le marché local.

Les différents types de conduites qui peuvent être utilisées sont :

- Métalliques : fonte (grise ou ductile), acier.
- à base de ciment : béton armé, amiante ciment.
- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

### **III.4.2.1. Les conduites métalliques :**

#### **a. Conduites en acier**

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

Ces tuyaux peuvent être obtenus, soit par laminage à chaud sous soudure, à partir d'un bloc de métal transformé peu à peu par plusieurs laminages (jusqu'au diamètre 400 mm), soit à partir de tôles mises en forme à la machine et soudées longitudinalement à l'arc électrique (du diamètre 350 mm et au dessus), soit encore à partir de bandes enroulées en hélices et soudées sur le bord à l'arc électrique (du diamètre 150 mm jusqu'au diamètre 600 mm).

La pression de service dans ces tuyaux peut atteindre :

- 60 bars pour les diamètres compris entre 40 et 150mm.
- 50 bars pour les diamètres compris entre 180 et 270mm.
- 40 bars pour les diamètres compris entre 300 et 400mm. [2].

#### ➤ **Les avantages des canalisations en acier :**

- ils n'ont pas besoin comme les tuyaux en fonte de posséder des pièces spéciales (joints présentant une certaine élasticité).
- ils sont soudables.
- ils présentent une bonne étanchéité.
- ils peuvent supporter des pressions élevées.
- ils sont disponibles sur le marché.
- ils sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport, mais ils sont plus lourds que les tuyaux en matières plastiques.
- par leur élasticité, ils s'adaptent aux reliefs plus ou moins accidentés.
- La longueur courante de ces tuyaux varie entre 6 à 16 mètre suivant les diamètres.

#### ➤ **Les inconvénients des tuyaux en acier :**

- la sensibilité à la corrosion qui exige une protection extérieure et intérieure.
- la faible durée de vie estimée à 20 ans.

**b. Les conduites en fonte ductile :**

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

[3]

**➤ Les avantages des canalisations en fonte ductile :**

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

**➤ Les inconvénients des canalisations en fonte ductile :**

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



**Figure III.1: Corrosion des conduites métallique**

#### **III.4.2.2. Les conduites à base de ciment :**

##### **a. Tuyaux en amiante-ciment :**

Des tuyaux constitués de ciment Portland de haute qualité, d'amiante (minérale cristallisé d'origine magmatique) et d'eau. Ces tuyaux sont reliés à l'aide d'un manchon coulissant, des raccords en amiante-ciment mobile aux deux extrémités également des raccords résistants à la traction. Lorsque les tuyaux en amiante-ciment sont exposés à une corrosion extérieure, il faut les protéger avec un enduit, selon les prescriptions du fournisseur. Comme l'amiante est un matériau cancérigène, nous observons une réserve concernant ce type de tuyaux. [9]

##### **b. Tuyaux en béton :**

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

Lors de remblayage, Il faut éviter à tout prix un tassement inégal pour des tuyaux qui se suivent. Il est recommandé, immédiatement après l'essai d'étanchéité des raccords, de caler avec du béton les tuyaux assemblés. [9]

#### **III.4.2.3. Les conduites en plastiques (thermoplastiques) :**

La matière plastique est un nom collectif qui désigne un groupe de matières composées de gigantesques molécules que l'on appelle des macromoléculaires, obtenues par voie synthétique et qui ont été transformées plastiquement au cours d'une ou plusieurs phases de leurs compositions

Les conduites d'eau potable en matières thermoplastiques sont principalement réalisées :

- En chlorure de polyvinyle dur (PVC dur) ;
- En polyéthylène dur ou souple (PE dur, PE souple).

**a. Les tuyaux en PVC (chlorure de polyvinyle) :**

Le PVC est un dérivé de l'éthylène. Le monomère est le chlorure de vinyle de formule :  $\text{CH}_2\text{CHCl}$ . Le PVC est une poudre blanche, le point de fusion se situe à  $150^\circ\text{C}$  et le produit se ramollit à  $75^\circ\text{C}$ ,

• **Les avantages des tuyaux en PVC :**

- Les tubes en PVC sont 5 à 8 fois plus légers que les tubes traditionnels (acier fonte) ;
- La finition des surfaces internes des tubes (lisses) réduit considérablement les pertes de charges comparativement à d'autres matériaux.
- Une faible rugosité qui se maintient au long des années.
- Une bonne résistance chimique à la solution saline, acide et solution oxydable.
- Le PVC ne subit ni entartrage ni corrosion grâce à son inertie chimique.
- Pose de canalisation facile.
- Les tuyaux ont une longueur de 4 à 6m.

• **Les inconvénients des tuyaux en PVC :**

- le risque de rupture.
- Une pression nominale inférieure à 20 m.
- Ils sont rigides.

**b. Les tuyaux en polyéthylène (PE) :**

Le polyéthylène est issu des hydrocarbures, il résulte de l'association de nombreuses molécules simples (Ethylène) selon une réaction de polymérisation, qui a lieu dans un réacteur chimique sous une pression et une température donnée, en présence de catalyseurs et donnent ainsi naissance à des mélanges solides : résines de base appelées polymères. (Figure)

On distingue deux familles :

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

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

➤ **Les avantages des tuyaux en polyéthylène :**

- le PEHD résiste pratiquement à tous les liquides corrosifs tels que les solutions salines, les acides, les bases,...etc. Les tubes PEHD ont un excellent comportement en véhiculant des eaux très agressives et très chargées.
- L'élasticité et la flexibilité des tubes leur permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière, et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles .
- L'excellente finition des surfaces internes des tubes (PEHD) permet de les définir comme étant « Hydrauliquement lisses » ; une telle caractéristique réduite considérablement les pertes de charge des conduites (PEHD), par rapport aux conduites conçues avec d'autres matériaux .
- Ils sont faciles à poser, avec la possibilité d'enroulement pour les petits diamètres.
- Ces tubes sont facilement manipulés et transportés grâce à leur légèreté ; Les tubes sont environ 4 fois plus légers que les tubes fabriqués avec des matériaux traditionnels.
- Ils répondent parfaitement aux normes de potabilité.
- Ils sont peu onéreux.
- Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes, se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.
- Fiable au niveau des branchements, pas de fuites.
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier...etc.) .
- Durée de vie théorique de 50 ans .
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion.
- La longueur courante de ce type de conduites est : des tubes de 6 et 12 mètres pour les diamètres de 110 à 400 mm et des rouleaux de 50,100 et 200 mètres Du diamètre 20 à 90 mm [4].

➤ **Les inconvénients des tuyaux en polyéthylène :**

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

**NB :** Suite aux inconvénients que présentent les matériaux métalliques et à base de ciment :

- L'acier :
  - Sa grande sensibilité à la corrosion.
  - Une durée de vie moyennement de 20 ans.
- La fonte :
  - Faible résistance aux surcharges et aux mouvements des sous-sol qui provoquent le déboîtement des tuyaux.
- L'aiment ciment :
  - Effet cancérogènes.
- Le béton :
  - l'électrolyse. [9]

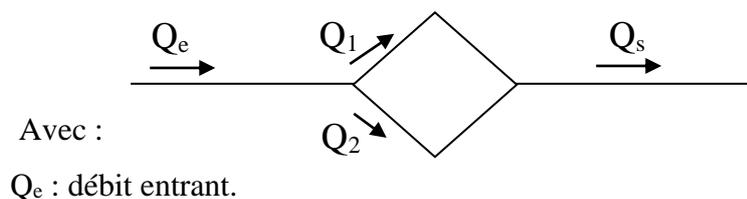
Nous avons opté pour des canalisations en matériaux plastiques, et puisque le PEHD, présente plus d'avantages que le PVC (résiste mieux aux remblais et aux fortes pressions) nous l'avons choisi pour notre réseau.

**III-5- Calcul du réseau maillé par la méthode de « HARDY – CROSS »**

Le calcul d'un réseau maillé repose sur la méthode de HARDY – CROSS, qui par ajustement successif permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau maillé, ainsi que leur sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

- **1<sup>ère</sup> lois des nœuds (1<sup>ère</sup> lois de KIRCHOFF) :**



$Q_s$  : débit sortant

Les débits entrants dans un nœud quelconque est égal à la somme des débits sortants.

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s \dots \dots \dots \text{III-1}$$

• **2<sup>ème</sup> lois des mailles (2<sup>ème</sup> lois de KIRCHOFF)**

Sur le parcours d'une maille la somme algébrique des pertes de charge doit être égale à zéro.

$$Q = V \cdot S = V \cdot \pi D^2 / 4 \dots \dots \dots \text{III-2}$$

$$\boxed{V = \frac{4 \cdot Q}{\pi D^2}} \text{ m/s} \dots \dots \dots \text{III-3}$$

- ✓ V: la vitesse d'écoulement
- ✓ S: la section de la conduite

En fin

$$\Delta H_T = 8 \cdot L_e \cdot \frac{\lambda Q^2}{g \pi^2 D^5} \dots \dots \dots \text{III-4}$$

$$\Delta H_t = r \cdot Q^2 \dots \dots \dots \text{III-5}$$

Avec ;

$r$  : résistance de la conduite.

$\Delta H_T$  : perte de charge totale.

$\lambda$  : coefficient de frottement

$L_e$  : longueur équivalent

Pour une bonne sécurité, et pour tenir compte de l'accroissement éventuel de la consommation, de l'incertitude du sens réel d'écoulement dans un réseau maillé, de la présence possible de dépôt en certains endroits, le coefficient de rugosité :

$$\xi = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

La deuxième loi se traduit par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^{100} \Delta H_{Ti} = \sum_{i=1}^{100} r_i \cdot Q_i^2 \dots \dots \dots \text{III-6}$$

Si elle n'est pas vérifiée du 1<sup>er</sup> coup. Donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaire cette loi.

**III-5-1- Principe de la méthode de HARDY –CROSS :**

Après une répartition arbitraire, des débits ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1<sup>ère</sup> loi [lois des nœuds] on arrive à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2<sup>ème</sup> loi de KIRCHOFF [loi des mailles] par approximation successive.

**III.5-2- Détermination du débit correctif :**

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0 \dots\dots\dots III-7$$

$Q_0$  : Débit supposé. (L/s)

$Q_1$  : débit corrigé. (L/s)

$\Delta Q_0$  : débit corrective. (L/s)

On a :

$$\Delta H_T = rQ_1^2 = r(Q_0 + \Delta Q_0)^2 \dots\dots\dots III-8$$

$$\sum r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 = \sum r (Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q_0 + \Delta Q_0^2) = 0$$

$\Delta Q_0$  : est très petit par rapport à  $Q_0$ .

**III-5-2-1 Calcul du débit correctif :**

On calcule les pertes de charges totales [singulière et linéaire] dans chaque tronçon de la maille de la manière suivante :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \dots\dots\dots III-9$$

$$\Delta H_l = J \cdot L = \lambda \cdot \frac{V^2}{2gD} \cdot L \dots\dots\dots III-10$$

$\lambda$  : coefficient de frottement évolué par.

- Formule de COLEBROOK :

$$\lambda = \left( -0.86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{R_e \cdot \sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2} \dots\dots\dots III-11$$

- La formule de NIKHRADZE :

$$\lambda = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2}$$

Les pertes de charge singulière sont estimées a 15% des pertes de charge linéaires :

Alors.

$$\Delta H_T = 0.15 \Delta H_L + \Delta H_L \dots\dots\dots III-12$$

$$\Delta H_T = 1.15 \Delta H_L \dots\dots\dots III-13$$

Soit :  $L_e = 1.15 L$  (La longueur équivalente)

A partir de l'équation de continuité nous exprimons la vitesse en fonction des débits :

Alors :

$$\Delta Q_0^2 \approx 0$$

Donc :

$$\sum r ( Q_0^2 + 2Q_0 \cdot \Delta Q_0 ) = 0$$

$$\sum r Q_0^2 = -2 \sum r Q_0 \cdot \Delta Q_0$$

D'où :

$$\Delta Q_0 = \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots III-14$$

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont

- Correction propre à la maille considérée avec le même signe  $\Delta Q_i$
- Correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de  $\Delta Q$ .

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit  $Q_i$  pour avoir le débit  $Q_{i+1}$ .

Ces approximations pour chaque tronçon on l'ajoute au débit  $Q_i$  pour avoir le débit  $Q_{i+1}$

Ces approximations sont poursuivies jusqu'à ce que les valeurs de  $Q$  soient inférieures à 0.4 (l/s), et la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soient inférieurs à 0.5 m.

### **III.6. Présentation du logiciel de calcul :**

Dans le domaine de l'AEP, les logiciels les plus utilisés dans notre pays sont : LOOP et PORTEAU. Au cours de ces dernières années, les possibilités nouvelles offertes par les ordinateurs, ont permis l'apparition de nouveaux logiciels plus performants et offrant une meilleure gestion des réseaux de distribution. Parmi ces logiciels : EPANET, WaterSAFE, WaterGEMS, StromCAD, WaterCAD...etc. Pour notre étude nous allons utiliser WaterCAD .

#### **III.6.1 Ce qu'est Water CAD ?**

WaterCAD est un logiciel de simulation du comportement hydraulique (calcul hydraulique d'un réseau d'adduction ou de distribution d'eau potable) et qualitatif de l'eau de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Watercad pour objectif une meilleure 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. En voici quelques exemples : définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance.

#### **III.6.2 Avantages :**

1. le réseau étant sous Watercad, il suffit d'un double clique sur n'importe quel élément du réseau (réservoir, nœud, tronçon, pompe, vanne...etc.) pour vous donner les informations le concernant .
2. il permet de faire entrer le graphique de consommation, par conséquent, il offre la possibilité d'analyser le réseau à n'importe qu'elle heure de la journée .
3. il permet à l'utilisateur d'isoler une partie du réseau en vue de l'étudier séparément du reste et de tirer des conclusions .

4. Il permet de créer dans un seul fichier, plusieurs scénarios (cas de pointe, cas de pointe plus incendie,...etc.) .
5. Amélioration de la représentation graphique. Aux graphes d'évolution et aux courbes de niveau disponibles, s'ajoute la possibilité d'afficher des profils longitudinaux de tuyaux .
6. Calcul de la consommation d'énergie pour les pompes et du coût de l'énergie en ayant rentré les courbes de rendement de chaque pompe et les prix de l'énergie aux différents moments de la journée ou des valeurs par défaut. L'application génère un rapport détaillé sur la consommation énergétique de toute la période de simulation.
7. WaterCAD fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

### **III.6.3. Capacités pour la Modélisation Hydraulique :**

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. Water CAD contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

1. La taille du réseau étudié est illimitée.
2. Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés,...etc.
3. Peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
4. Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
5. Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
6. Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
7. Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds chacune avec une caractéristique propre.
8. Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
9. Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir). .
10. Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.

**NB :** Dans le cadre du mémoire, nous utilisons pour le calcul des pertes de charge linéaires dans les conduites, la formule empirique de Hazen-Williams représentée ci-après :

$$H_L = (10.674 * L * Q^{1.852}) / (C^{1.852} * D^{4.871})$$

Où :

$H_L$  : perte de charge linéaire, en mètre.

$Q$  : débit en m<sup>3</sup>/s.

$L$  : longueur de la conduite en mètre.

$D$  : diamètre de la conduite en mètre.

$C$  : coefficient de rugosité de Hazen-Williams.

### **III.7. Calcul hydraulique du réseau :**

Le calcul hydraulique du réseau projeté, se fera pour deux cas de pointe et de pointe plus incendie.

#### **III.7.1. Détermination des débits du réseau :**

Pour détermination des débits du réseau il faut calculer le débit de route et débit spécifique comme suit :

##### **III.7.1.1 Débit en route :**

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

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \dots \dots \dots \text{en [l/s]}$$

Avec :

$\sum Q_r$  : débit route global.

$Q_{cons}$  : débit de consommation.

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

##### **III.7.1.2 Débit spécifique :**

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

$$Q_{spi} = \sum Q_r / \sum L_i \dots \dots \dots \text{en [l/s /m]}$$

Avec :

$Q_{spi}$  = débit spécifique (l/s/m)

$\sum Li$  = somme des longueurs des tronçons du réseau en mètre (m).

Les résultats donnés par les deux formules précédentes sont récapitulés dans le tableau 3.1 ci-après :

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

Heures de pointe	Q <sub>cons</sub>		Q <sub>conc</sub> (l/s)	Q <sub>route</sub> (l/s)	$\sum Li$ (m)	Q <sub>spi</sub> (l/s/m)
	m <sup>3</sup> /h	(l/s)				
	366.44	101.79	0	101.79	6607,63	0,0154049

**III.7.1.3. Les débits aux nœuds (nodaux) :**

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

$$Q_{n, i} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{conc \dots en} [l/s]$$

Avec :

Q<sub>n,i</sub> : débit au nœud i (l/s)

Q<sub>ri-k</sub> : somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

Q<sub>conc</sub> : somme des débits concentrés au nœud (l/s) qui sont nuls.

**a. Cas de pointe :**

**Tableau N° III-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)**

Nœuds	ID	Distance(m)	Nœud dep	Nœud d'ar	Qr (l/s)		Q nodaux(l/s)
n1	p3	396,7	n1	n5	6,10902312	19,0691763	9,53458815
	p1	480,95	n1	n2	7,4064398		
	p10	360,64	n1	n9	5,55371338		
n2	p6	404,93	n2	n3	6,23576186	17,1822628	8,59113138
	p1	480,95	n2	n1	7,4064398		
	p11	229,88	n2	n10	3,54006109		
n3	p2	239,53	n3	n4	3,68866727	9,92442914	4,96221457
	p6	404,93	n3	n2	6,23576186		
n4	p15	116,48	n4	n5	1,79374594	6,39329982	3,19664991
	p2	239,53	n4	n3	3,68866727		
	p14	59,15	n4	n15	0,91088661		
n5	p4	273,66	n5	n6	4,21425578	12,1170248	6,05851242
	p3	396,7	n5	n1	6,10902312		
	p15	116,48	n5	n4	1,79374594		
n6	p7	462,41	n6	n8	7,12093113	13,6779287	6,83896437
	p4	273,66	n6	n5	4,21425578		
	p5	152,13	n6	n7	2,34274184		

n7	p9	213,58	n7	n9	3,28904754	12,2924263	6,14621316
	p5	152,13	n7	n6	2,34274184		
	p8	432,52	n7	n8	6,66063695		
n8	p8	432,52	n8	n7	6,66063695	13,7815681	6,89078404
	p7	462,41	n8	n6	7,12093113		
n9	p10	360,64	n9	n1	5,55371338	8,84276092	4,42138046
	p9	213,58	n9	n7	3,28904754		
n10	p11	229,88	n10	n2	3,54006109	23,4115568	11,7057784
	p20	428,5	n10	n13	6,59873054		
	p22	414,03	n10	n12	6,37589826		
	p16	447,86	n10	n16	6,89686689		
n11	p19	305,83	n11	n16	4,70966105	6,81293904	3,40646952
	p12	136,58	n11	n12	2,10327799		
n12	p22	414,03	n12	n10	6,37589826	8,47917625	4,23958813
	P-1	60	n12	R-1	0		
	p12	136,58	n12	n11	2,10327799		
n13	p13	146,64	n13	n14	2,25819801	16,0397661	8,01988305
	p20	428,5	n13	n10	6,59873054		
	p17	466,43	n13	n17	7,18283754		
n14	p13	146,64	n14	n13	2,25819801	3,34263816	1,67131908
	p18	70,42	n14	n15	1,08444015		
n15	p18	70,42	n15	n14	1,08444015	1,99532676	0,99766338
	p14	59,15	n15	n4	0,91088661		
n16	p16	447,86	n16	n10	6,89686689	17,3207052	8,6603526
	p21	371,06	n16	n17	5,71417726		
	p19	305,83	n16	n11	4,70966105		
n17	p17	466,43	n17	n13	7,18283754	12,8970148	6,4485074
	p21	371,06	n17	n16	5,71417726		
R-1	P-1	60	R-1	n12	0	0	0

**III.7.2 Résultats de simulation :**

**a. Etats des tronçons :**

**Tableau III.3 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (concernant les tuyaux)**

ID tronçons	Nœud dep	Nœud d'arr	Longueur	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
P-1	R-1	n12	60	315	101,79	1,31	5,615
p3	n1	n5	396,7	90	-3,25	0,51	3,657
p1	n1	n2	480,95	125	-14,09	1,15	11,225
p6	n2	n3	404,93	160	9,25	0,52	2,022
p2	n3	n4	239,53	90	4,28	0,67	6,145

p15	n4	n5	116,48	160	25,8	1,46	14,221
p4	n5	n6	273,66	125	16,5	1,34	15,202
p7	n6	n8	462,41	90	3,7	0,58	4,676
p9	n7	n9	213,58	90	-3,38	0,53	3,935
p5	n7	n6	152,13	110	-5,96	0,63	4,175
p8	n8	n7	432,52	90	-3,19	0,5	3,531
p10	n9	n1	360,64	110	-7,8	0,82	6,945
p11	n10	n2	229,88	180	31,92	1,33	9,784
p20	n10	n13	428,5	160	18,4	1,04	7,435
p12	n11	n12	136,58	200	-43,98	1,4	9,2
p19	n11	n16	305,83	200	40,57	1,29	7,878
p22	n12	n10	414,03	200	53,57	1,71	13,464
p13	n13	n14	146,64	200	27,39	0,87	3,715
p18	n15	n14	70,42	180	-25,72	1,07	6,463
p14	n15	n4	59,15	180	24,72	1,03	5,991
p16	n16	n10	447,86	125	8,46	0,69	4,261
p21	n16	n17	371,06	150	23,45	1,33	11,83
p17	n17	n13	466,43	200	17	0,54	1,509

**b. Etats des nœuds :**

**Tableau III.4 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (concernant les nœuds).**

ID	Nœuds	Cote Tn (m)	Qnodal (L/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (mce)
74	n1	948,65	9,53	1 028,15	79,46
73	n2	949,44	8,59	1 033,55	84,07
72	n3	948,49	4,96	1 032,73	84,19
71	n4	951,54	3,2	1 031,26	79,67
70	n5	954,94	6,06	1 029,60	74,62
69	n6	953,86	6,84	1 025,44	71,54
68	n7	951,08	6,15	1 024,81	73,69
67	n8	955,36	6,89	1 023,28	67,88
66	n9	952,75	4,42	1 025,65	72,86
65	n10	947,41	11,71	1 035,80	88,34
64	n11	933,76	3,41	1 040,11	106,3

63	n12	939,3	4,24	1 041,37	102,02
62	n13	949,66	8,02	1 032,61	82,9
61	n14	949,76	1,67	1 032,07	82,26
60	n15	950,15	1	1 031,61	81,42
59	n16	936,74	8,66	1 037,71	100,91
58	n17	941,03	6,45	1 033,32	92,24

**Remarque :**

D'après simulation on constate que les pressions des nœuds sont importantes (elles touchent 8 bars à 10 bars) donc, il faut réduire les pressions.

La solution préférable c'est d'installer un réducteur de pression à l'entrée du réseau de distribution car il est :

- Moins cher par rapport à d'autres techniques de réduction de pression.
- Facile à installer.
- Facile à réparer.

Les pressions doivent être réduites de 48 m, donc on va installer un réducteur de pression qui va réduire les pressions de 48 m.

**III.7.3 Résultats de simulation après installation de réducteur de pression :**

✓ **Cas de pointe :**

**c. Etats des nœuds :**

**Tableau III.5 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (concernant les nœuds)**

ID	Nœuds	Cote Tn (m)	Qnodal (L/s)	Cote piézométrique (m)	Pression (mce)
74	n1	948,65	9,53	980,13	31,46
73	n2	949,44	8,59	985,52	36,07
72	n3	948,49	4,96	984,7	36,19
71	n4	951,54	3,2	983,23	31,67
70	n5	954,94	6,06	981,58	26,62
69	n6	953,86	6,84	977,42	23,54
68	n7	951,08	6,15	976,78	25,69
67	n8	955,36	6,89	975,25	19,88
66	n9	952,75	4,42	977,62	24,86
65	n10	947,41	11,71	987,77	40,34

64	n11	933,76	3,41	992,09	58,3
63	n12	939,3	4,24	993,35	54,02
62	n13	949,66	8,02	984,59	34,9
61	n14	949,76	1,67	984,04	34,26
60	n15	950,15	1	983,59	33,42
59	n16	936,74	8,66	989,68	52,91
58	n17	941,03	6,45	985,29	44,24

d. Etats des tronçons :

Tableau III.6 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe (concernant les tuyaux).

ID tronçons	Nœud dep	Nœud d'arr	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	prt charge (m/km)
P-1	R-1	n12	60	315	101,79	1,31	5,615
p3	n1	n5	396,7	90	-3,25	0,51	3,657
p1	n1	n2	480,95	125	-14,09	1,15	11,225
p6	n2	n3	404,93	160	9,25	0,52	2,022
p2	n3	n4	239,53	90	4,28	0,67	6,145
p15	n4	n5	116,48	160	25,8	1,46	14,221
p4	n5	n6	273,66	125	16,5	1,34	15,202
p7	n6	n8	462,41	90	3,7	0,58	4,676
p9	n7	n9	213,58	90	-3,38	0,53	3,935
p5	n7	n6	152,13	110	-5,96	0,63	4,175
p8	n8	n7	432,52	90	-3,19	0,5	3,531
p10	n9	n1	360,64	110	-7,8	0,82	6,945
p11	n10	n2	229,88	180	31,92	1,33	9,784
p20	n10	n13	428,5	160	18,4	1,04	7,435
p12	n11	n12	136,58	200	-43,98	1,4	9,2
p19	n11	n16	305,83	200	40,57	1,29	7,878
p22	n12	n10	414,03	200	53,57	1,71	13,464

p13	n13	n14	146,64	200	27,39	0,87	3,715
p18	n15	n14	70,42	180	-25,72	1,07	6,463
p14	n15	n4	59,15	180	24,72	1,03	5,991
p16	n16	n10	447,86	125	8,46	0,69	4,261
p21	n16	n17	371,06	160	23,45	1,33	11,83
p17	n17	n13	466,43	200	17	0,54	1,509

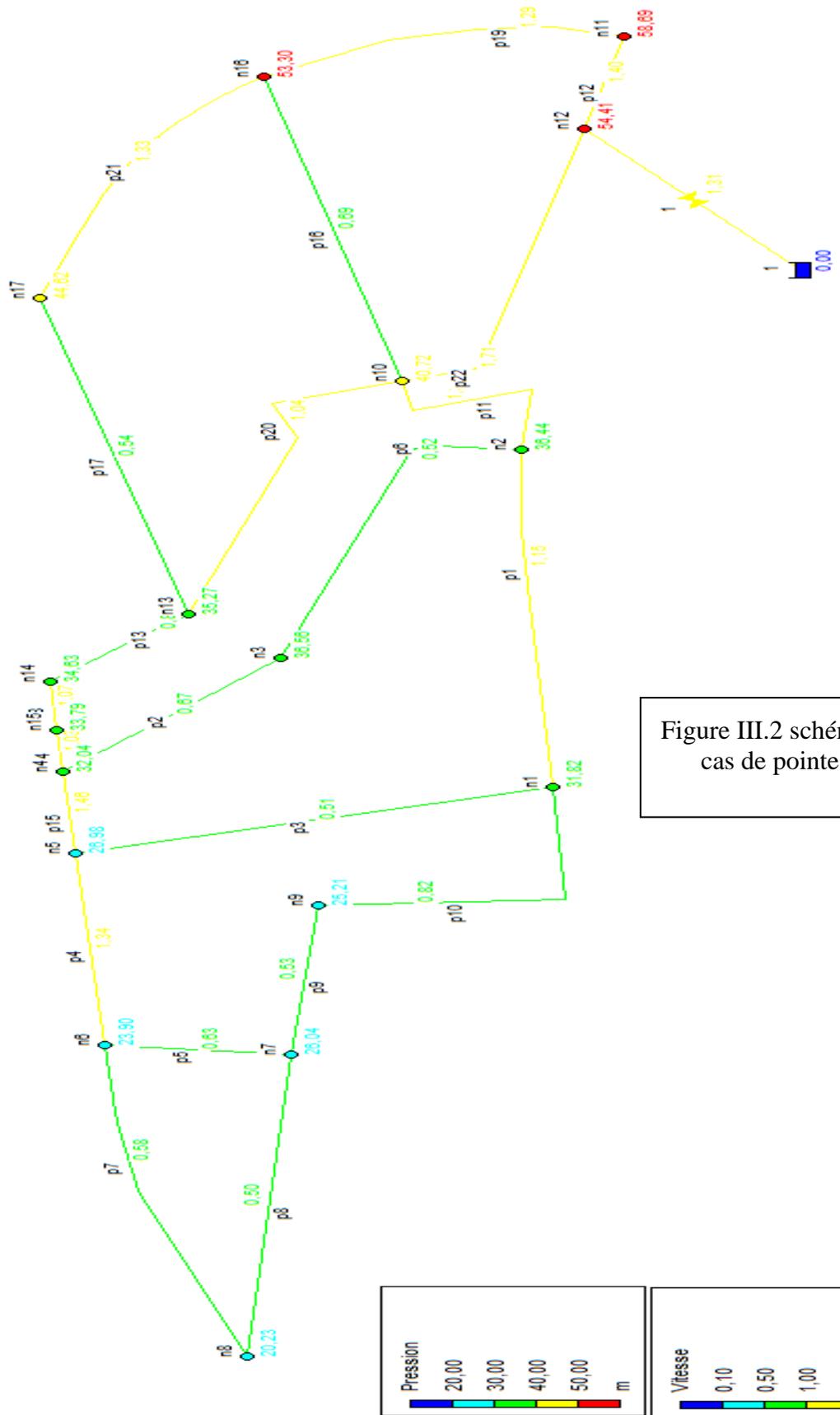


Figure III.2 schémas cas de pointe

✓ **Cas de pointe + incendie :**

Pour le cas du pointe+incendie on a fait le même travail que le précédent (cas de la pointe) sauf qu'on doit assurer le débit d'incendie (17 l/s) dans le nœud le plus défavorable (n8 dans notre projet), les résultats sont présents dans les tableaux qui suivent :

**Tableau III.7 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe+incendie (concernant les tuyaux).**

ID tronçons	Longueur (m)	Nœud dep	Nœud d'arr	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)	prt charge (m/km)
P-1	30,06	PBV-4	n12	315	118,79	1,52	7,608
P-1	30,22	R-1	PBV-4	315	118,79	1,52	7,607
p3	396,7	n1	n5	90	-3,63	0,57	4,476
p1	480,95	n1	n2	125	-18,91	1,54	19,778
p6	404,93	n2	n3	160	11,26	0,64	2,927
p2	239,53	n3	n4	90	6,3	0,99	12,739
p15	116,48	n4	n5	160	37,98	2,15	30,04
p4	273,66	n5	n6	125	28,29	2,31	43,156
p7	462,41	n6	n8	90	11,98	1,88	43,851
p9	213,58	n7	n9	90	-8,58	1,35	23,034
p5	152,13	n7	n6	110	-9,47	1	10,055
p8	432,52	n8	n7	90	-11,91	1,87	43,346
p10	360,64	n9	n1	110	-13	1,37	18,429
p11	229,88	n10	n2	180	38,76	1,61	14,225
p20	428,5	n10	n13	160	23,19	1,31	11,582
p12	136,58	n11	n12	200	-51,15	1,63	12,312
p19	305,83	n11	n16	200	47,74	1,52	10,777
p22	414,03	n12	n10	200	63,4	2,02	18,664
p13	146,64	n13	n14	200	37,55	1,2	6,788
p18	70,42	n15	n14	180	-35,87	1,49	12,248
p14	59,15	n15	n4	180	34,88	1,45	11,599
p16	447,86	n16	n10	180	10,26	0,84	6,138
p21	371,06	n16	n17	160	28,82	1,63	17,6
p17	466,43	n17	n13	200	22,37	0,71	2,531

NB :

PBV-4 c'est un réducteur de pression.

**Remarque :**

On constate que les vitesses ont augmenté mais elles sont tolérées (inférieure à 2.5 m/s )

**Tableau III.8 Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe+incendie  
(concernant les nœuds)**

Nœud	Cote Tn (m)	Qnodal L/s	Cote piézométrique (m)	Pression (mce)
n1	948,65	9,53	972,72	24,05
n2	949,44	8,59	982,23	32,77
n3	948,49	4,96	981,04	32,53
n4	951,54	3,2	977,99	26,44
n5	954,94	6,06	974,49	19,54
n6	953,86	6,84	962,68	15,36
n7	951,08	6,15	961,15	11,07
n8	955,36	23,89	942,41	10,05
n9	952,75	4,42	966,07	13,31
n10	947,41	11,71	985,5	38,07
n11	933,76	3,41	991,54	57,75
n12	939,3	4,24	993,23	53,9
n13	949,66	8,02	980,54	30,86
n14	949,76	1,67	979,54	29,77
n15	950,15	1	978,68	28,52
n16	936,74	8,66	988,25	51,48
n17	941,03	6,45	981,72	40,67

Remarque :

On observe une chute de pression en cas de pointe+incendie.

### III.8 Conclusion :

Après la projection du réseau de distribution, nous avons obtenus des vitesses acceptables sur la plus part des conduites mais des pressions trop élevées sur la plupart des nœuds, ce qui nous a poussé à utiliser un réducteur de pression qui réduit la pression de 5 bars en cas de pointe (les détails du réducteur utilisé sont mentionnés dans le chapitre des accessoires du réseau), après cette installation on obtient des valeurs de pressions se trouvant dans l'intervalle (2-6) bars, ce qui est tout à fait acceptable.

*Chapitre IV*  
*Etude de*  
*réservoir*

**IV-1 Introduction :**

Le rôle des réservoirs a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de protéger à un incident présenté dans l'adduction.

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

**IV.2. Fonctions techniques des réservoirs existants :**

- Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Sécurité d'approvisionnement.
- Régulation de la pression.
- Simplification de l'exploitation.[2]

**IV.3 Fonctions économiques :**

Puisque les deux réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y a réduction des dépenses d'énergie.

**IV-4- Emplacement des réservoirs :**

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème.

On doit toujours tenir compte des considérations 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 ; ce qui est vérifié pour réservoir Aouine Zeraiga.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés la pression suffisante.

**IV-5- Calcul de la capacité total nécessaire :**

Pour satisfaire au rôle qu'ils doivent jouer, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

**Tableau IV-1 : Détermination de la capacité de réservoir**

Heures	Consommation d'eau (%)	Apports d'eau (%)	Arrivée d'eau dans le réservoir (%)	Départ d'eau du réservoir (%)	Reste d'eau dans le réservoir (%)
0-1	1,5	0	0	1,5	5
1_2	1,5	0	0	1,5	3,5
2_3	1,5	0	0	1,5	2
3_4	1,5	0	0	1,5	0,5
4_5	2,5	5	2,5	0	3
5_6	3,5	5	1,5	0	4,5
6_7	4,5	5	0,5	0	5
7_8	5,5	5	0	0,5	4,5
8_9	6,25	5	0	1,25	3,25
9_10	6,25	5	0	1,25	2
10_11	6,25	5	0	1,25	0,75
11_12	6,25	5	0	1,25	-0,5
12_13	5	5	0	0	-0,5
13_14	5	5	0	0	-0,5
14_15	5,5	5	0	0,5	-1
15_16	6	5	0	1	-2
16_17	6	5	0	1	-3

17_18	5,5	5	0	0,5	<b>-3,5</b>
18_19	5	5	0	0	-3,5
19_20	4,5	5	0,5	0	-3
20_21	4	5	1	0	-2
21_22	3	5	2	0	0
22_23	2	5	3	0	3
23_24	1,5	5	3,5	0	<b>6,5</b>
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>100</b>	-	-	-

Pour le calcul de la capacité total du réservoir on utilise la formule suivante :

$$V_R = P_r^{\max} \cdot Q_j^{\max} + V_{inc} \quad [m^3]$$

Avec :

- $V_R$  : volume du réservoir en  $m^3$ .
- $P_r^{\max}$  : résidu maximum = 10% (voir le tableau n° VI-2).
- $Q_j^{\max}$  : débit maximal journalier =  $5703,24 m^3/j$ .
- $V_{inc}$  : réserve d'incendie, estimé pendant deux heures avec un débit de  $60 m^3/h$  (c'est un volume minimum), dans notre cas nous prenons :

$$V_{inc} = 120 m^3$$

Le volume utile sera :  $V_u = 5703,24 \cdot 0,1 = 570,324 m^3 \Leftrightarrow V_u = 570,324 m^3$

La capacité totale sera :  $V_T = V_u + V_{inc} = 570,324 + 120 = 692 m^3 \quad V_T = 692 m^3$ .

**Remarque :**

La capacité totale du réservoir d'eau est de  $2 \cdot 5000 m^3$ , alors que le volume régularisé d'après les calculs est estimé à  $692 m^3$ , donc il ne faut pas projeter d'autre réservoir.

**IV.6. Les caractéristiques de réservoir existant :**

Notre réservoir est de type sur sol en béton ordinaire a une forme circulaire de capacité  $5000 m^3$  a cote de 1029,16 m NGA, et il se compose de ;

- Conduite d'arrivée ou d'adduction :  
C'est la conduite des apports, avec deux types :
  - a- Par le haut (chute libre) :
  - b- En bas (siphon noyé) : notre cas.
- Conduite de départ ou de distribution :
- Conduite de trop plein :

A pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lorsque le niveau de l'eau atteint sa limite maximale dans le réservoir.

- Conduite de vidange :

Elle va permettre la vidange totale pour le nettoyage et l'éventuelle réparation de réservoir. Cette conduite doit être nettoyée après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

➤ Conduite By-pass :

Afin d'assurer la continuité de la distribution au moment de nettoyage du réservoir, on doit relier la conduite d'adduction à celle de distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

➤ Matérialisation de la réserve d'incendie : (voir détails ci-dessous).

a). Système à deux prises : notre cas.

b). Système à siphon :

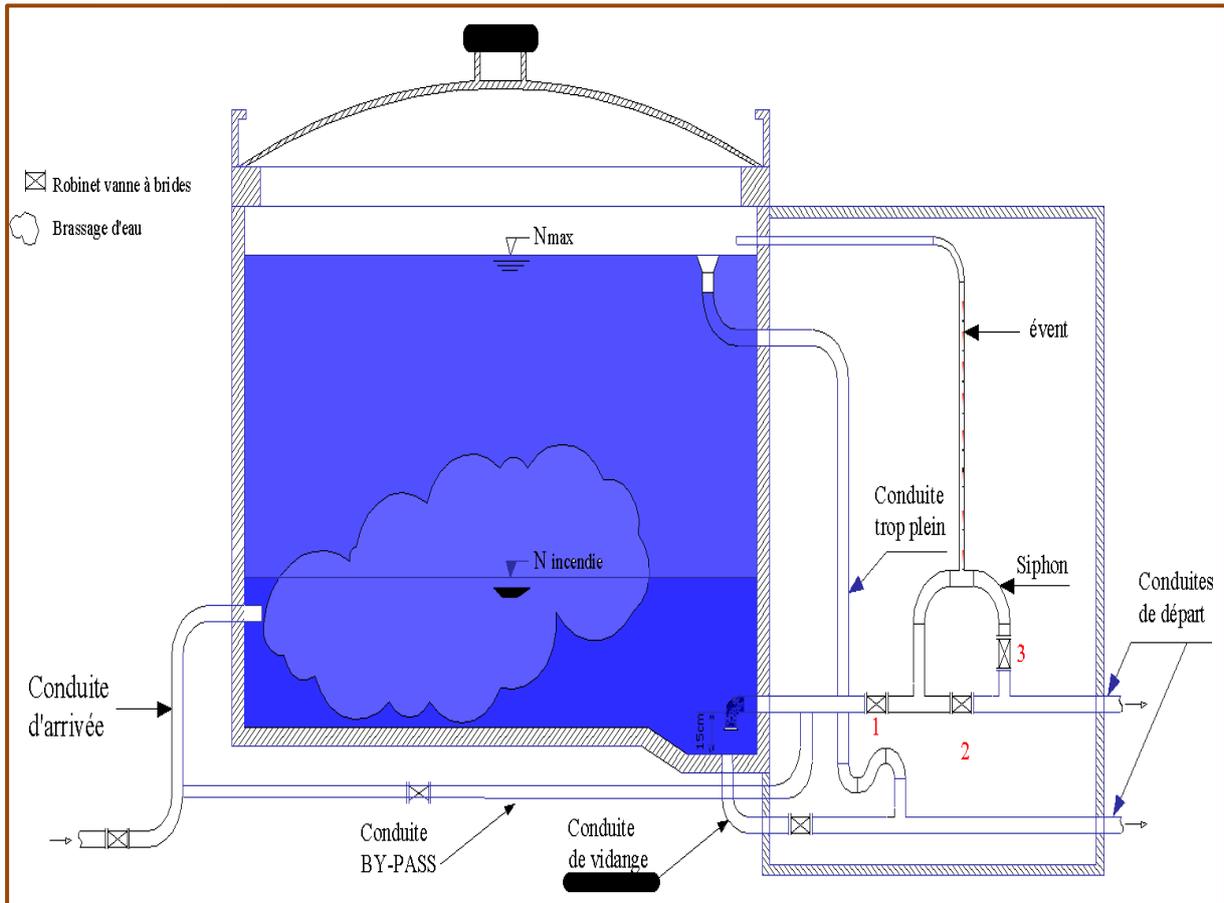


Figure IV.1 : Schéma d'un réservoir

**IV.7 Matérialisation de la réserve d'incendie :**

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

Vu son inexistence dans le château d'eau d'Aouine Zeraiga , nous proposons d'installer un système de matérialisation d'incendie.

Le système utilisé est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, les vannes 1 et 2 sont ouvertes et la vanne 3 est fermée. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau  $\Delta_{\min}$ , le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas entamée.

En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir la vanne 3 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

#### **IV.8 Entretien des réservoirs :**

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve .
- Elimination des dépôts sur les parois .
- Examen et réparations éventuelles de celle-ci .
- Désinfection à l'aide des produits chlorés .
- Remise en service .

#### **IV.9 Applications et sécurité :**

Pour des raisons d'applications et de sécurité, le château d'eau est :

- Couvert pour le protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers.
- Éclairé par des ouvertures munies de plaque de verre.
- Étanche et ne recevra aucun enduit susceptible d'altérer l'eau.

#### **IV.10 Conclusion :**

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un réservoir ou non, puisque les réservoirs existants sont suffisants ou non, mais selon notre calcul nous avons trouvé un volume de  $692\text{m}^3$ .

Donc on ne doit pas projeter un autre réservoir car la capacité de réservoirs existants est largement suffisante (deux réservoirs de  $5000\text{m}^3$  Aouine Zeraigua) pour satisfaire les besoins de notre agglomération.

# *Chapitre V*

## *Pose canalisation et accessoires de réseau*

## V.I Pose canalisation :

### V.I.1 Introduction :

L'étude de dimensionnement d'un réseau de distribution n'est jamais complète qu'avec une bonne réalisation de cette dernière.

Le but de ce chapitre est de déterminer les étapes nécessaires pour une pose de canalisation pour une bonne réalisation de l'étude, ainsi que les différents accessoires placés dans le réseau de distribution pour assurer un bon fonctionnement et protéger le réseau.

### V.I.2 Pose de canalisation :

La pose de canalisation repose sur différentes étapes et il faut respecter .

#### V.I.2.1. Principe de pose de canalisations :

Les conduites sont posées généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite.

La pose se fait selon les étapes suivantes :

➤ **Aménagement du lit de pose :**

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,15 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable. Et pour notre cas un lit de sable de 15 cm il sera satisfait.

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.[1]

➤ **La mise en place des canalisations :**

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont .
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé .
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards.
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées .
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales .
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.[1]

➤ **Assemblage des conduites :**

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

➤ **Remblai des tranchées :**

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières.
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais.

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

**V.I.1.2. Pose de canalisation en pente :**

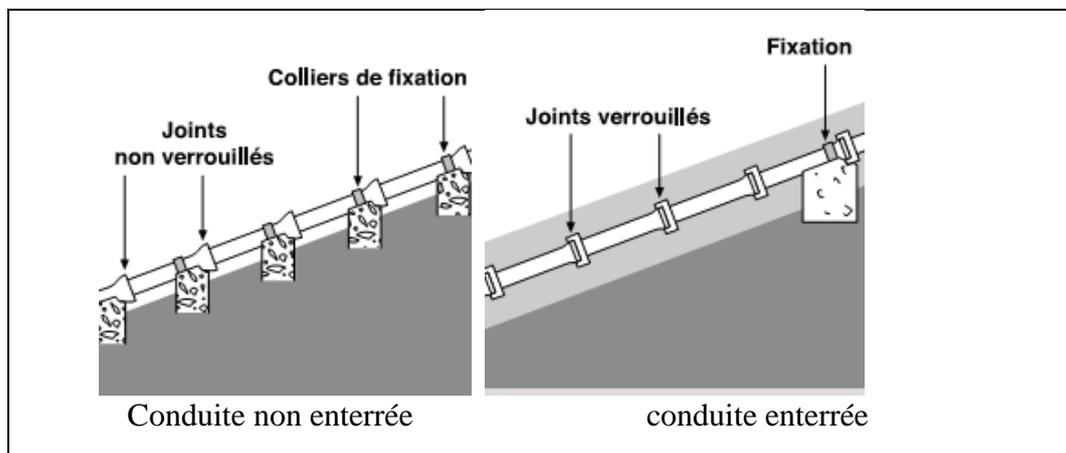
Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

Par simplification, on retiendra qu'il convient d'ancrer une conduite lorsque la déclivité dépasse :

- 20 % pour une conduite aérienne,
- 25 % pour une conduite enterrée.

La pose en pente d'une canalisation en fonte ductile peut être faite de deux façons :

- en réalisant des massifs en béton pour chaque tuyau,
- en réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.[1]



**Figure V-01 : Pose de canalisation en pente**

**V.I.1.3. Pose sans tranchée :**

Ce type de pose est indiqué pour le franchissement d'obstacles, de rivières, d'autoroute, de voies ferrées, sans tranchée ouverte et sans perturbation de l'activité de surface.

La pose d'une canalisation en fonte par forage dirigé se fait en plusieurs étapes :

**a)** reconnaissance soigneuse du sous-sol, faisant notamment appel à l'utilisation d'un géo radar,

- b) forage du trou pilote à l'aide d'une tête pilotée et orientable qui creuse le terrain. Elle entraîne derrière elle un train de tiges en rotation,
- c) alésage du trou pilote et tirage des tuyaux en fonte. Le train de tiges installé dans le forage à l'issue de l'étape
- b) est utilisé pour tirer (« au retour ») une tête d'alésage suivie des tuyaux en fonte, assemblés et verrouillés les uns aux autres au fur et à mesure de l'avancement. Cette opération, ainsi que la précédente s'accompagne d'une injection et d'une circulation permanente.

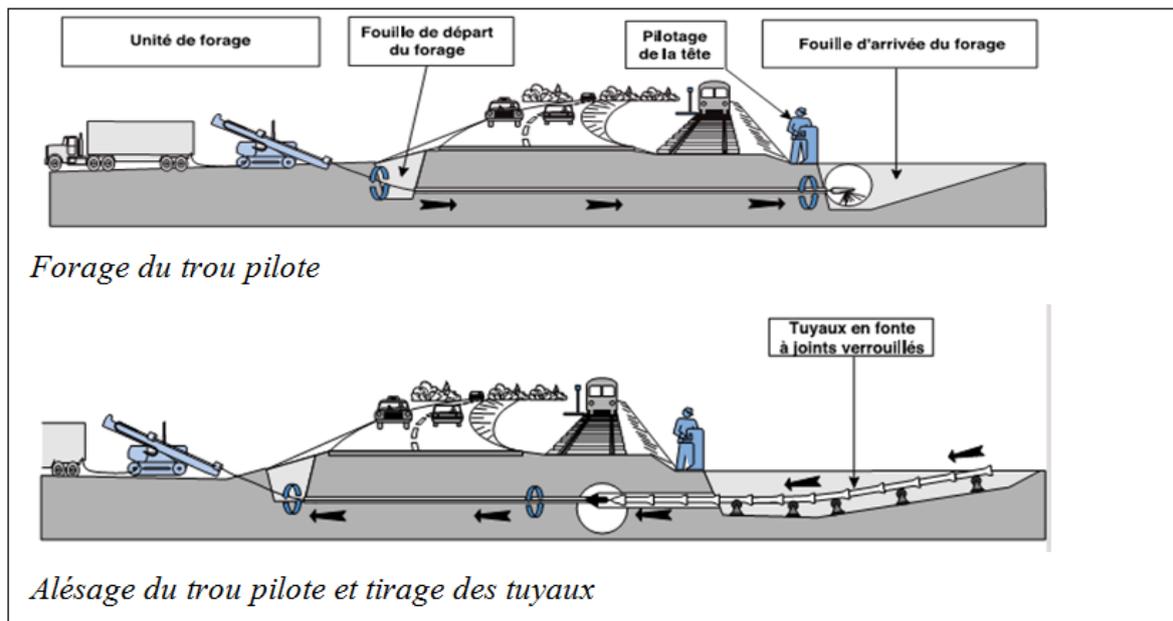


Figure V-02 : Pose de canalisation sans tranchée.

#### V.I.1-4. Cas d'un terrain agressif :

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à 1500  $\Omega$ .cm ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drap la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30m.[1]

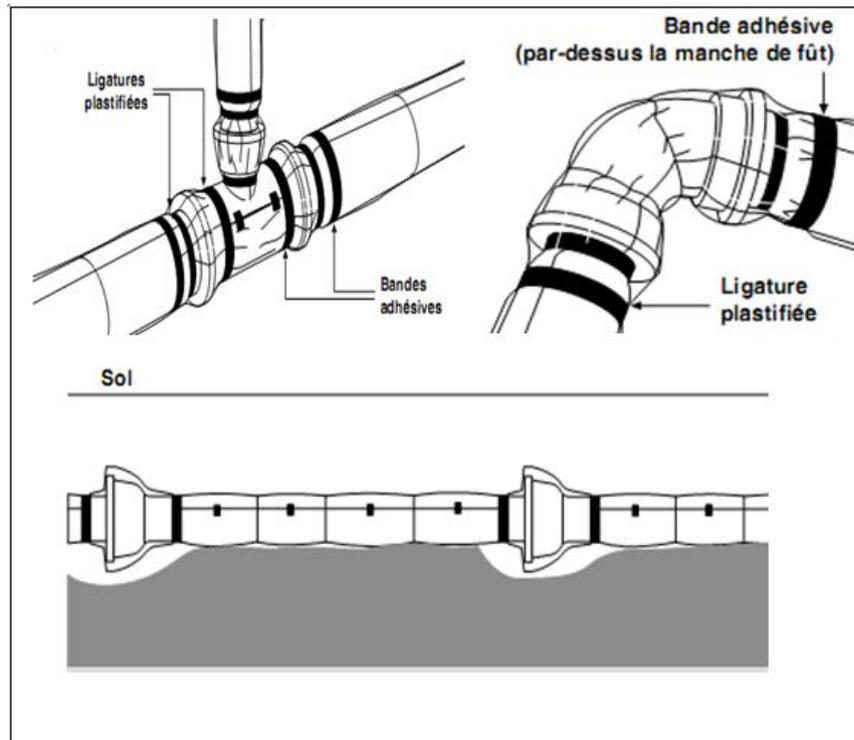


Figure V-03 : Pose de canalisation dans un terrain agressif

**V.I.1.5. Cas d'un terrain peu consistant :**

Pour éviter tout mouvement ultérieurement, la canalisation doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou pas selon la nature du sol.

Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ceux-ci doivent être placés près des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol. [9]

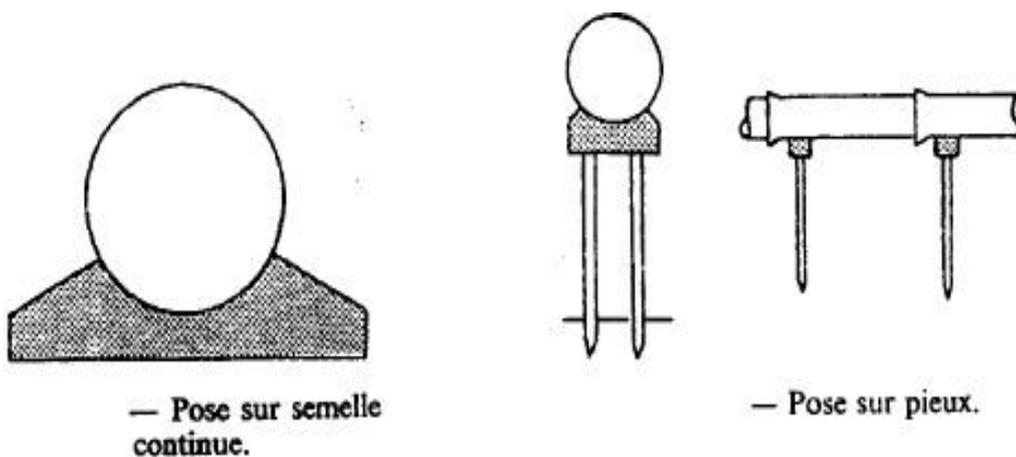


Figure V-04 : Pose de canalisation dans un terrain peu consistant

**V.I.1-6. Cas d'un terrain marécageux :**

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros calibre par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la conduite. [9]

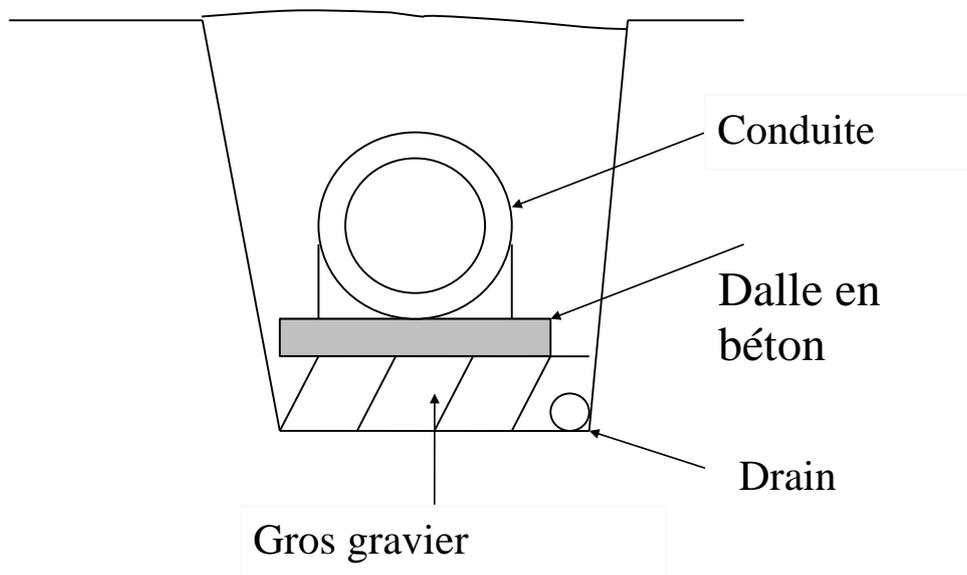


Figure V-05 : Pose de canalisation dans un terrain marécageux

**Remarque :**

Pour notre cas on a un terrain consistant, n'est pas agressif n'est pas marécageux donc, le pose de canalisation de notre projet sera simple avec un lit de sable 0.15m et couches de remblai compacter chaque 30cm .

**V.II. Accessoires :**

**V.II.1- Introduction :**

Dans ce chapitre, nous allons présenter quelques accessoires complétant l'ossature et la conception d'un nouveau réseau de distribution projeté pour l'agglomération. Un réseau sans accessoires ne pourra jamais fonctionner à son bon rendement maximum notamment quand il est vétuste. C'est dans ce sens que les pièces et les appareils accessoires sont nécessairement utiles notamment pour mieux gérer un système d'alimentation en eau potable en général.

**V.II.2- Rôle des accessoires :**

Les organes et les accessoires jouent un rôle prépondérant dans le bon fonctionnement du réseau, ils sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement d'eau.
- Protéger les canalisations.

- Changer la direction des conduites.
- Raccordement des conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

**V.II.2.3- Organes accessoires utilisés dans le réseau :**

Les accessoires qui seront mis en place sont :

**V.II.2.3.1- Robinets vannes :**

Ce sont des appareils de sectionnement permettant l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue :

- Manuellement à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille » celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).
- Électriquement pour des robinets de grande dimension,
- Commandes hydrauliques et pneumatiques par vérin ou moteur à air.

On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

**V.II.2.3.1.1-Vanne à coin (à opercule) :**

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm



**Figure V.6: Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)**

**NB :** Ils sont placés au niveau de chaque nœud, (en respectant la règle  $(n-1)$  où  $n$  est le nombre de conduites aboutissant au nœud).

#### V.II.2.3.1.2 Vannes papillons :

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon. Ce type de robinet permet un arrêt automatique et rapide en cas de rupture de conduite. Les diamètres sont plus importants, ils varient de 100 à 2500 mm parfois plus, cette vanne occasionne une faible perte de charge

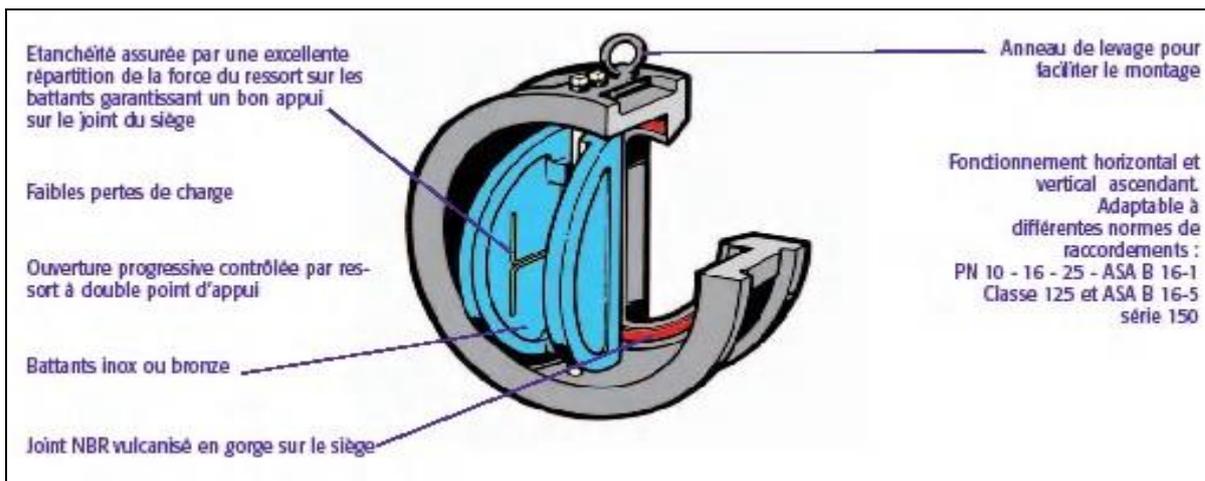


**Figure V.7: Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)**

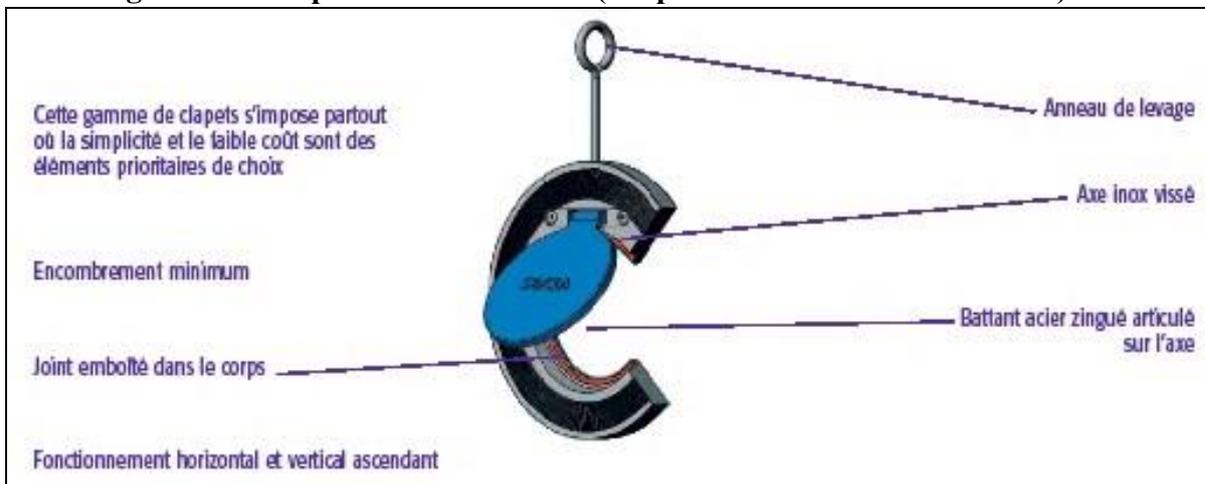
**NB :** On place ce type de robinet au niveau du point de piquage.

**V.II.2.3.1.3 Clapets anti retour :**

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. On trouve des clapets à double battant, papillon, à contrepoids, tuyère.....etc.



**Figure V.8: Clapet à double battant (D'après document Danfoss Socla)**



**Figure V.9: Clapet à simple battant (D'après document Danfoss Socla)**

**NB :** Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour là où sont installés les compteurs à un seul sens obligeant ainsi l'écoulement dans le sens indiqué par le compteur.

**V.II.2.3.1.4-Vannes de décharge :**

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

**NB :** Dans notre cas on prévoit ces vannes aux points bas des conduites formant les mailles et au niveau des nœuds N14 N1 N9 N3 N11 pour vidanger, nettoyer et réparer ces dernières.

**V.II.2.3.1.5-Robinets de branchement :**

On distingue :

-les robinets d'arrêt qui sont placés à l'aval des points de raccordement des branchements. Leur rôle est d'isoler le particulier du réseau

-Les robinets de prise pour soutirer les débits, ils joueront également le rôle de dégazage

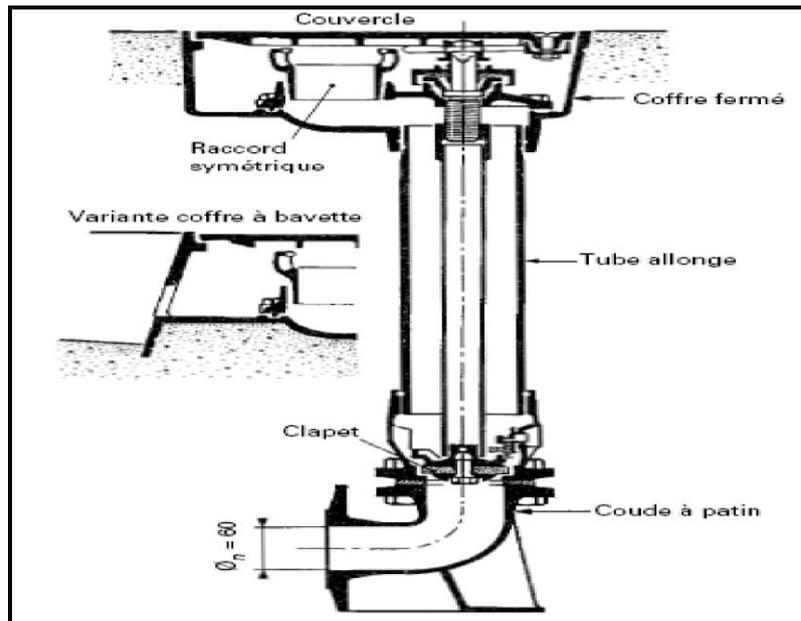
**V.II.4. Ventouses :**

Ce sont des appareils de dégazage mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus. L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

**NB :** Pour le cas d'un réseau de distribution, ils sont remplacés par des robinets de prise ils ne sont donc pas nécessaires au niveau du réseau de distribution.

**V.II.5-Poteaux d'incendie :**

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotés d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 50m à 200m.



**Figure V.10: Bouche d'incendie ou de lavage (D'après document Pont-à-Mousson).**

**NB :** Dans notre cas, on prévoit l'installation de poteaux d'incendie chaque traçon, au niveau des conduites véhiculant au minimum un débit 17 l/s sous une pression minimale de 1 bar. On veille à choisir le côté de la rue de façon à minimiser la longueur de leurs branchements à la conduite de distribution.

## V.II.6 Les raccordements :

Notre réseau est en PEHD, pour ce type de matériau il existe trois types de raccordements:

### V.II.6.1- Soudure bout à bout :

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseur identique. Ce procédé consiste à porter à la température  $T = 230^{\circ}\text{C}$  de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords pendant six minutes.

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression de 50 bars l'une contre l'autre jusqu'à un cycle complet de refroidissement qui est de 43 minutes.

Une bonne soudure bout à bout, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique. Le soudage bout à bout ne peut être effectué qu'à partir du diamètre 90 mm [4].



**Figure V.11 : Bout à bout « bouseuse »**

#### **V.II.6.2. Les raccords électro- soudables :**

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface, qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieur de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie.

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccords, la tension est appliquée aux bornes du raccord et la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler. Un mélange intime entre le tube en PE et le raccord assure la cohésion et une étanchéité parfaite entre eux. Ce type de raccordement est très recommandé.

Selon les statistiques mondiales, ce nouveau système assure zéro fuite, néanmoins, il demande certaines précautions à prendre lors de montage [4].



Figure V.12 : Raccordement par accessoires électro-soudables

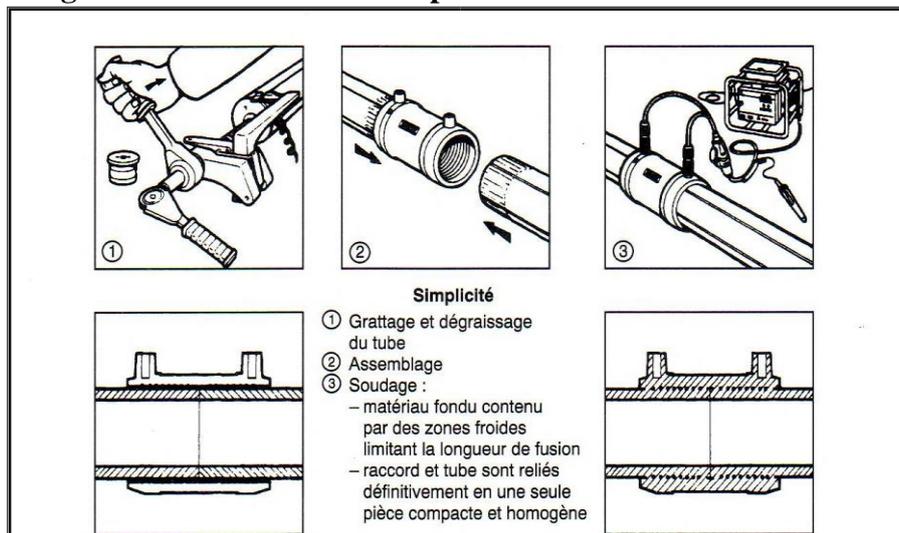


Figure V.13 : Assemblages par électro soudage

### V.II.6.3- Les raccords mécaniques :

Ces raccords sont soit en matière plastique, soit métallique, ils sont couramment utilisés jusqu'au DN 63 mm et existe à des diamètres supérieurs à 90 mm maximum.

Après coupe, ébavurage et chanfreinage des tubes, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage de raccord. [4]

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.

- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

Pour notre réseau on aura besoin de :

### a. Les coudes :

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

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle  $\alpha$  de :  $1/4$  ( $90^\circ$ ),  $1/8$  ( $45^\circ$ ),  $1/16$  ( $22^\circ30'$ ),  $1/32$  ( $11^\circ15'$ ).



Figure V.14 : Les coudes

### b. Les tés :

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

### c. Cônes

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

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

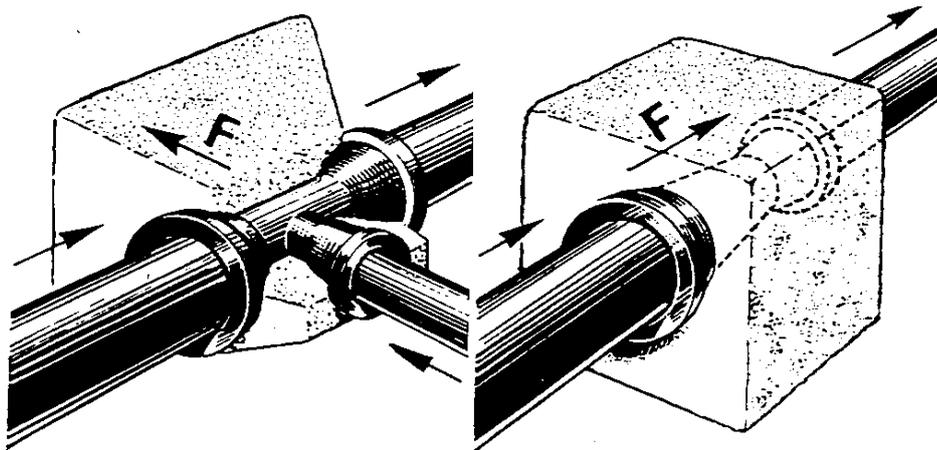


Figure V-15 : Emplacement des Tés et des Cônes

#### d. Les croix de jonction :

Elles sont utilisées au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

#### e. Les manchons :

Ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

#### V.II.6.4 - Les vannes de réduction de pression :

Ces vannes permettent de ramener la pression à une valeur souhaitée ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée. (Comme notre cas on a réduit la pression de 48m)

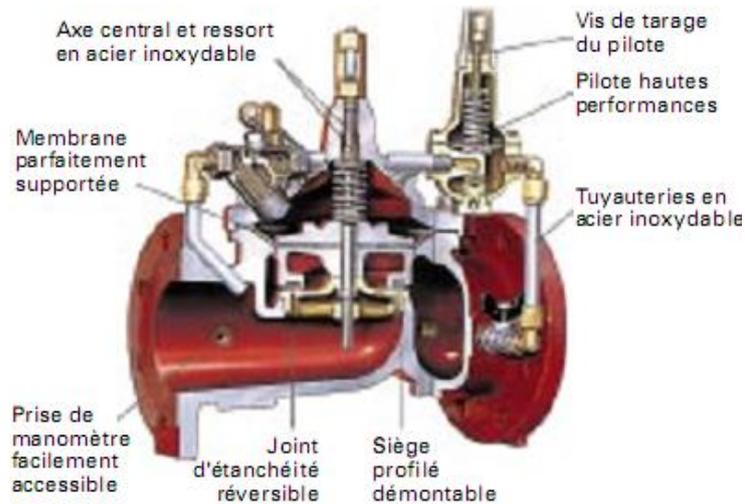


Figure V-16 : réducteur de pression modulaire (d’après document Pont-à-Mousson)

**V.II.7. Organes de mesure :**

**V.II.7.1-Mesure de débit :**

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

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

Ils existent multiples types de débitmètre ; débitmètre a ultrason, débitmètre électromagnétique ...



Figure V.17 Débitmètre électromagnétique



Figure V.18 débitmètre a ultrason

**NB** : On prévoit pour notre cas, l'installation des compteurs à double sens au niveau des mailles, et des compteurs à un seul sens au point de piquage et au niveau des ramifications.

### V.II.7.2- Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

• **Manomètres à aiguilles** : Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure V.13).

### • Manomètres à soufflet :

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



**Figure V.19: Manomètre (d'après document BAMO)**

**NB** : Dans notre cas on prévoit un manomètre au point de piquage et au niveau des conduites quel que soit leur diamètre.

**V.II.8. By-pass : [5]**

Le by-pass est utilisé pour :

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

**NB :** Dans notre cas, un by-pass est placé au niveau du point de piquage pour remplir les deux premiers rôles

**V.II.9 Conclusion :**

Et quel que soit ce système, il est nécessaire de doter de plusieurs accessoires sur toute sa longueur car on vient de constater le rôle que jouent ces différents accessoires au niveau d'un réseau. Donc ils doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. Pour assurer la longévité de ces appareils et accessoires nécessite bien suivie et entretien périodique et une bonne gestion.

# *Chapitre VI*

## *Organisation de chantier et sécurité de travail*

**VI.I Organisation de chantier :****VI.I.1 Introduction**

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution

**VI.I.2. Différents travaux à entreprendre :**

Les étapes à suivre est :

**VI.I.2.1 Travaux concernant réseau de distribution :**

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place sont :

**a) Exécution des tranchées**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

Cette opération se divise en deux étapes :

**✓ Enlèvement de la couche végétale :**

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

**✓ Excavation :**

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavé doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs .
- Pour protéger la canalisation contre le gel .

La largeur de la tranchée doit être grande pour 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 tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il ait lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

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

La profondeur de la tranchée « Htr »

La largeur de la tranchée « b »

(Les détails de Htr et b dans ce chapitre ci-dessous)

**b) Pose du lit de sable**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15 cm dans notre cas.

**c) Pose des conduites**

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

#### **d) Epreuve de joint et de la canalisation**

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

#### **e) Remblayage des tranchées**

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

#### **f) Nivellement et compactage**

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

### **VI.I.3. Calcul des volumes des travaux :**

#### **VI.I.3.1. Déblais d'excavation :**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers  
Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \quad (VI.1)$$

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

$b$  : largeur de la tranchée;

$h$  : profondeur de la tranchée .

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad (VI.2)$$

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

$L$  : distance entre deux coupes consécutives.

#### **VI.I.3.2. La profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (VI.3)$$

$H_{tr}$  : profondeur de la tranchée (m).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$h$  : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,15$  m.

**VI.I.3.3. Largueur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

**Tableau VI.1: calcul du volume du déblai**

D (mm)	L (m)	b (m)	H <sub>tr</sub> (m)	S <sub>D</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>D</sub> (m <sup>3</sup> )
90	1744,848	0,69	1,35	0,9315	1625,326
110	512,893	0,71	1,35	0,9585	491,6079
125	1086,47	0,725	1,35	0,97875	1063,383
160	1314,89	0,76	1,35	1,026	1349,077
180	359,629	0,78	1,35	1,053	378,6893
200	1469,809	0,8	1,35	1,08	1587,394
Volume Total					6495,477

**VI.I.3.4 Lit de sable :**

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

$$V_s = b * e * L \quad \text{(VI.4)}$$

V<sub>s</sub> : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;

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

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau (VII.2)

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

D (mm)	L (m)	b (m)	e(m)	V (m <sup>3</sup> )
90	1744,848	0,69	0,15	180,5918
110	512,893	0,71	0,15	54,6231
125	1086,47	0,725	0,15	118,1536
160	1314,89	0,76	0,15	149,8975
180	359,629	0,78	0,15	42,07659
200	1469,809	0,8	0,15	176,3771
Volume Total				721,7196

**VI.I.3.5 Remblais compactés :**

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad \text{(VI.5)}$$

V<sub>r</sub> : volume du remblai  
 V<sub>exc</sub> : volume du déblai (volume excavé)  
 V<sub>cond</sub> : volume occupé par la conduite.  
 V<sub>s</sub> : volume du lit de sable.

**VI.3.6 Volume de la conduite :**

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

$$S_c = \frac{\pi * D^2}{4} \tag{VI.6}$$

S<sub>c</sub> : section de la conduite (m<sup>2</sup>) .  
 D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \tag{VI.7}$$

V<sub>c</sub> : volume de la conduite (m<sup>3</sup>) .

**Tableau VI.3: calcul du volume des conduites**

D (mm)	L (m)	S (m)	V (m <sup>3</sup> )
90	1744,848	0,006359	11,09462
110	512,893	0,009499	4,871714
125	1086,47	0,012266	13,32623
160	1314,89	0,020096	26,42403
180	359,629	0,025434	9,146804
200	1469,809	0,0314	46,152
Volume Total			111,0154

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

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \tag{VI.8}$$

V<sub>r</sub> : volume du remblai  
 V<sub>exc</sub> : volume du déblai (volume excavé)  
 V<sub>cond</sub> : volume occupé par la conduite.  
 V<sub>s</sub> : volume du lit de sable.

A.N : V<sub>r</sub> = 6495,477- 721,7196 -111,0154 = 5662,74154 m<sup>3</sup>

**Tableau VI.4: Volumes des travaux**

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m <sup>3</sup>	6495,477
2	Lit de sable	m <sup>3</sup>	721,7196
3	Les Conduites	ml	6607,63
4	Remblais	m <sup>3</sup>	5662,7415

**VI.I.4. Calcule de cout de projet :****Tableau VI.5: cout des conduites.**

D (mm)	L (m)	Prix u (DA)	Prix de conduite (DA)
90	1744,848	1026,27	1790685
110	512,893	1510,62	774786,4
125	1086,47	1946,35	2114651
160	1314,89	3094,91	4069466
180	359,629	3919,17	1409447
200	1469,809	4792,19	7043604
Prix Total			17202640

**Tableau VI.6: le cout des terrassements**

	Quantité total	Prix u (DA)	Prix total
Cout de terrassement Déblais +remblais	6607,63 ml	350 /ml	2312670,5
Cout de lit des sable	721,71962	1000 /m <sup>3</sup>	721719,62

**Tableau VI.7 : le cout total**

Prix des conduites	Cout de déblais remblais	Cout de lit des sable	Cout total (DA)
17202639,85	2312670,5	721719,62	20237030

### VI.1.5 Choix des engins de terrassement :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics.

L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- La pelle hydraulique.
- Le bulldozer.
- Le chargeur.
- Le compacteur.

#### VI.1.5.1. Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

Les premières pelles ont été construites aux Etats-Unis vers 1842.

La pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

Godet normal pour travail en butée.

Godet retro pour travail en fouille et en tranché.

Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.

Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).

Dragline pour travail en fouille.

Un tel engin pouvant également travailler comme grue ou recevoir un équipement spécial de sonnette pour le battage des pieux, permet donc sept emplois différents.

Dans notre nous emploierons la pelle avec un godet équipé en retro pour faire les fouilles et les tranchés.

Pour une pelle équipée en retro ou pelle fouilleuse la flèche et le bras sont simplement articulés l'un sur l'autre.



Figure VI.1 : Pelle hydraulique

**VI.I.5.2. Bulldozer :**

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou a pneu. 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 30 cm.

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 75 cm à 1m).



**Figure VI.2 : Bulldozer**

**VI.I.5.3. Chargeur :**

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



**Figure VI.3: Chargeur**

**VI.I.5.4. Compacteur :**

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



**Figure VI.4 : Compacteur**

**VI.I.5. Planification des travaux :****VI.I.5.1. Planification des travaux :**

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- Sans retard.
- Aussi économique que possible.

Les travaux suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review Technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps, le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement. Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

**VI.I.5.2. Définitions des tâches et leurs durées**

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau VI.5

Tableau VI.5 : Temps de réalisation des opérations

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	110
B	Lit de sable	20
C	Pose de conduite	30
D	Epreuve de joint et de la canalisation	20
E	Remblais	90
F	Compactage	30

Donc le réseau à nœud de ces tâches est représentés comme suit :

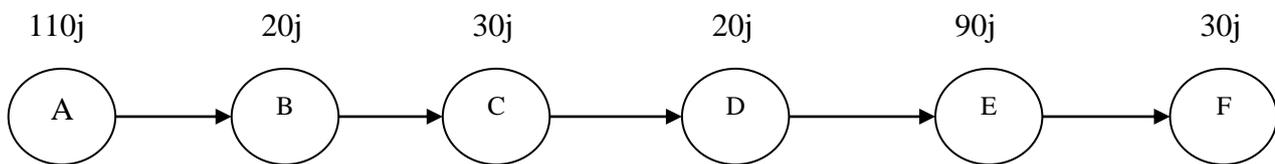


Figure VI.5 Réseaux à nœuds

**Remarque :**

Le temps de réalisation du projet est de 300 jours, soit environ 10 mois.

**VI.1.6 Conclusion :**

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet.

L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

**VI.II Sécurité des travaux :****VI.II.1 Introduction :**

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions doivent être prises afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, différentes phases d'exécution des travaux sont effectuées tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les phénomènes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur études, suivies, exécution des projets réels dans le domaine hydraulique et génie civil.

**VI.II. 2 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :**

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

**VI.II.2.1 Facteurs humain**

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

**VI.II. 2.2- Facteurs matériel**

- Outillage, engins, et machines de travail.

- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

**VI.II. 2.3 Liste des conditions dangereuses :**

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux.
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.[10]

**VI.II.2.4 Liste des actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement .
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension .
- Agir sans prévenir ou sans autorisation,
- Neutraliser les dispositifs de sécurités .
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle .
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin .
- Importance durant les opérations de stockage .
- Adopter une position peu sûre .
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.[10]

**VI.II.3- Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :****VI.II. 3.1- Protection individuelle**

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.) .[8]

**VI.II. 3.2 Autre protections :**

Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

Climatisation des surcharges en bordure des fouilles. Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

**VI.II.3.3 Protection collective :**

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.[8]

**a- Engin de levage**

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

- Affecter du personnel compétent.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

**b- Appareillage électrique**

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

**VI.II.4 Conclusion :**

Comme l'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des Engin.

# **Conclusion générale**

---

---

## ***CONCLUSION GENERALE***

Notre travail a englobé tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

Nous signalons que durant notre travail, nous avons donné une très grande importance au côté technique et économique, tel que le dimensionnement du réseau, après avoir estimé tous les besoins de l'agglomération à l'horizon de calcul en fonction de la ressource existée et cela afin d'assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés. Une vérification du volume de stockage a été faite, par la suite aucun réservoir n'a été projeté puisque le réservoir existant assure notre demande.

Enfin, j'espère que ce modeste travail servira comme une référence pour étude du schéma directeur d'alimentation en eau potable de la ville nord BORDJ BOU ARRERIDJ.

# **BIBLIOGRAPHIE**

[1] **SALAH Boualem (E.N.S.H 1994) : Cours d'alimentation en eau potable**

[2] **Document Pont-à-Mousson**

[3] **Données fournies par la station météorologique : 604440**

[4]. **Anonyme** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.

**Document Danfoss Socla et document BAMO pour les accessoires.**

[5] **Dupont A. (1979) : Hydraulique Urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux, Tome 2, édition Eyrolles, Paris.**

[6] **CARLIER M (1972): Hydraulique générale et appliqué Editions Eyrolles Paris**

[7] **TUBEX** : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE).

[8] **Mr BEN HAFID MS : Cours De Protection et Sécurité Du Travail (ENSH)**

[9]-**Cours Mme Kadi.**

[10]-**Cours Mr Kahlerras.**

[11]-**Documents de la DRE de Bordj Bou Arreridj**

[12] **Documents de la D.H.W et de l'A.P.C de Bordj Bou Arreridj.**

## ANNEXES :

Annexe 2.1: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombres d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglo. de type rural
1	2	3	4	5	6
0_1	1	1,5	3	3,35	0,75
1_2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2_3	1	1,5	2,5	3,3	1
3_4	1	1,5	2,6	3,2	1
4_5	2	2,5	3,5	3,25	3
5_6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6_7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7_8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8_9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9_10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10_11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11_12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12_13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)