

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE  
« ARBAOUI Abdellah »**

**DEPARTEMENT DE SPECIALITES**

# **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES**

**EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN  
HYDRAULIQUE**

**Spécialité : Conception des Systèmes d'A.E.P**

## **THEME**

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA VILLE DE  
BOUHROUA (W. GHARDAIA)**

**Présenté par :  
M<sup>r</sup>: CHERGUI Hamza**

**Promoteur :  
M<sup>r</sup>: AYADIA**

**Devant le jury composé de :**

**Président : M<sup>me</sup> F. DERNOUNI**

**Examineurs : M<sup>r</sup> Y. DERNOUNI**

**M<sup>me</sup> L. CHENINI**

**M<sup>me</sup> W. MOKRANE**

**Juillet 2008**

# Dédicace



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

✚ *Mes parents pour ces sacrifices afin d'atteindre mon but.*

✚ *Mes frères et mes sœurs.*

✚ *Toute ma famille.*

✚ *Tous mes amis : Ahmed, Mohamed, Khaled, Slimane, Abderrahmane, Amine, Seddik, Oussama, ... etc.*



# Remerciement

*Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.*

*Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »*

*Je remercie fortement mon promoteur : M<sup>r</sup> Ayadi Abderrahmane de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail et je n'oublie pas M<sup>r</sup> Ayad de leur fortement aide.*

*Je remercie également M<sup>r</sup> Achor Mansor « ANRH De Ghardaïa » qui m'a donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers tous les services qu'il m'a rendus, sans oublier aussi M<sup>r</sup> Belaour Brahim.*

*Je tiens à remercier aussi :*

- + Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail*
- + Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH*
- + Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*



*Hamza  
juillet 2008*

## Sommaire

### INTRODUCTION GENERALE ..... 1

#### Chapitre I

#### Présentation du site de la ville

<b>I-1/ Situation géographique</b> .....	2
<b>I-2/ Situation géographique</b> .....	2
Population.....	2
<b>I-3/ Situation géologique et hydrogéologique</b> .....	2
I-3-1/ Géologie .....	2
I-3-2/ Hydrogéologie .....	4
I-3-2-1/Les nappes phréatiques .....	4
I-3-2-2/La nappe du Continental Intercalaire (CI) .....	4
<b>I-4/ Situation climatologiques</b> .....	4
I-4-1/ Climat .....	4
I-4-2/ Température .....	4
I-4-3/ Humidité .....	5
I-4-4/ Evapotranspiration.....	5
I-4-5/ Pluviométrie.....	6
I-4-6/ Les vents .....	7
<b>I-5/ Présentation hydraulique</b> .....	7
Les ressources.....	7
<b>I-6/ Conclusion</b> .....	

#### Chapitre II

#### Estimation des besoins en eaux

<b>II-1/ Introduction</b> .....	8
<b>II-2/ Estimation de la population future</b> .....	8
<b>II-3/ Consommation moyenne journalière</b> .....	9
<b>II-4/ Besoins en eau par catégorie</b> .....	9
II-4-1/ Besoins domestiques .....	9
II-4-2/ Besoins administratifs .....	10
II-4-3/ Besoins scolaires .....	10
II-4-4/ Besoins sanitaire.....	11
II-4-5/ Besoins socioculturels .....	11
II-4-6/ Besoins commerciaux .....	11
II-4-7/ Besoins d'arrosages .....	12
II-4-8/ Récapitulation des besoins en eaux de la ville .....	12
<b>II-5/ Coefficient d'irrégularité</b> .....	13
II-5-1/ Coefficient d'irrégularité maximale ( $K_{max,j}$ ).....	13
II-5-2/ Coefficient d'irrégularité minimale ( $K_{min,j}$ ) .....	13
II-5-3/ Coefficient d'irrégularité maximale haraire ( $K_{max,h}$ ) .....	13
II-5-4/ Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{min,h}$ ) .....	14

<b>II-6/ Déterminaton des débits journaliers</b> .....	14
II-6-1/ Consommation minimale journalière ( $Q_{\min,j}$ ).....	14
II-6-2/ Consommation maximale journalière ( $Q_{\max,j}$ ) .....	14
<b>II-7/ Détermination des débits horaires</b> .....	15
II-7-1/ Débit moyen horaire.....	16
II-7-2/ Détermination du débit maximum horaire .....	16
<b>II-8/ Evaluation de la consommation haraire en fonction du nombre d'habitant</b> .....	16
<b>II-9/ Comparaison entre les ressources et les besoins</b> .....	18
<b>II-10/ Conclusion</b> .....	19

### Chapitre III

### Les reservoirs

<b>III-1/ Introduction</b> .....	20
<b>III-2/ Rôle des réservoirs</b> .....	20
<b>III-3/ Emplacement des réservoirs</b> .....	21
<b>III-4/ Principe de fonctionnement</b> .....	21
<b>III-5/ Choix du type de réservoir</b> .....	21
<b>III-6/ Détermination de la capacité</b> .....	21
<b>III-7/ Les équipements des réservoirs</b> .....	23
III-7-1/ Conduite d'adduction .....	23
III-7-2/ Conduite de distribution.....	24
III-7-3/ Conduite du trop-plein.....	24
III-7-4/ Conduite de vidange .....	24
III-7-5/ Conduite BY-PASS .....	24
III-7-6/ Matérialisation de la réserve d'incendie .....	24
<b>III-8/ Conclusion</b> .....	25

### Chapitre IV

### Le réseau de distrubition

<b>IV-1/ Introduction</b> .....	26
<b>IV-2/ Choix du matériau des conduites</b> .....	26
IV-2-1/ Tuyaux en fonte .....	26
IV-2-2/ Tuyaux en acier.....	26
IV-2-3/ Tuyaux en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié).....	26
<b>IV-3/ Les types de réseaux</b> .....	27
IV-3-1/ Les réseaux maillés.....	27
IV-3-2/ Réseaux ramifie .....	27
IV-3-3/ Réseaux étagés.....	27
<b>IV-4/ Conception d'un réseau</b> .....	28
<b>IV-5/ Principe de tracé d'un réseau combiné</b> .....	28
<b>IV-6/ Calcul hydraulique du réseau combiné</b> .....	28
IV-6-1/ Calcul des débits .....	29
IV-6-1-1/ Détermination du débit spécifique.....	29
IV-6-1-2/ Calcul des débits en route .....	29

IV-6-1-3/ Détermination des débits nodaux .....	29
IV-6-2/ Calcul des débits donnés par chaque réservoir (cas de pointe) .....	32
IV-6-2-1/ Le débit donné par le réservoir $R_1$ ( $Q_{R1}$ ).....	32
IV-6-2-2/ Le débit donné par le réservoir $R_2$ ( $Q_{R2}$ ) .....	32
IV-6-3/ Détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie).....	33
IV-6-4/ Calcul des débits donnés par chaque réservoir pour le cas de Pointe + Incendie.....	35
IV-6-5/ Détermination Des diamètres avantageux .....	35
<b>IV-7/ Vérification de la vitesse dans le réseau .....</b>	<b>36</b>
<b>IV-8/ Calcul du réseau par logiciel EPANET .....</b>	<b>40</b>
IV-8-1/ présentation du logiciel.....	40
IV-8-1-1/ Définition .....	40
IV-8-1-2/ Capacités pour la Modélisation Hydraulique.....	40
IV-8-2/ Les résultats de calcul.....	41
IV-8-2-1/ Cas de pointe .....	41
IV-8-2-2/ Cas de pointe+incendie .....	46
<b>IV-9/ Equipement du réseau de distribution .....</b>	<b>48</b>
IV-9-1/ Type de canalisation.....	48
IV-9-2/ Appareils et accessoires du réseau.....	48
IV-9-2-1/ Robinets vannes .....	49
IV-9-2-2/ Bouches ou poteau d'incendie .....	49
IV-9-2-3/ Clapets .....	49
IV-8-2-4/ Ventouses .....	49
IV-9-2-5/ Robinets de vidange .....	49
IV-9-2-6/ Bouche d'arrosage .....	49
IV-9-2-7/ pièces spéciales de raccord.....	49
a) les Tés .....	49
b) les coudes.....	49
c) les cônes de réduction .....	49
d) Les bouts d'extrémités .....	49
<b>IV-10/ Conclusion .....</b>	<b>49</b>

**Chapitre V**

**L'adduction**

<b>V-1/ Introduction .....</b>	<b>50</b>
<b>V-2/ Choix du tracé (condition technique) .....</b>	<b>50</b>
<b>V-3/ Choix du type de tuyaux .....</b>	<b>50</b>
<b>V-4/ Conditions économique .....</b>	<b>51</b>
V-4-1/ Calcule du diamètre économique « $D_{ec}$ »: .....	51
V-4-2/ Les pertes de charges .....	52
V-4-3/ Détermination de la hauteur manométrique totale.....	54
V-4-3-1/ Disposition N°1 .....	54
V-4-3-2/ Disposition N°2 .....	54
<b>V-5/ Conclusion .....</b>	<b>55</b>

**Chapitre VI**

<b>VI-1/ Protection des conduites contre le coup de bélier .....</b>	<b>56</b>
VI-1-1/ Définition.....	56
VI-1-2/ Causes du coup de bélier .....	56
VI-1-3/ Les risques dus aux coups de bélier.....	56
VI-1-3-1/ Risque de surpression.....	56
VI-1-3-2/ Pression négative.....	57
VI-1-3-3/ Fatigues des conduites.....	57
VI-1-4/ Moyens de protection contre le coup de bélier .....	57
VI-1-4-1/ Les volants d'inertie.....	57
VI-1-4-2/ Les soupapes de décharge .....	57
VI-1-4-3/ Les réservoirs d'air.....	58
VI-1-4-4/ Les cheminées d'équilibre.....	58
VI-1-5/ Analyse physique du phénomène du coup de bélier.....	59
VI-1-5-1/ Phase 01 .....	59
VI-1-5-2/ Phase 02 .....	59
VI-1-5-3/ Phase 03 .....	59
VI-1-5-4/ Phase 04 .....	59
VI-1-6/ Calcul de la célérité d'ondes.....	59
VI-1-7/ Valeur numérique du coup de bélier.....	60
VI-1-7-1/ Cas de la fermeture brusque.....	60
VI-1-7-2/ Cas de la fermeture lente.....	60
VI-1-8/ Calcul simplifié d'un réservoir d'air .....	61
VI-1-9/ Conclusion.....	62
<b>VI-2/ Protection des conduites contre la corrosion .....</b>	<b>64</b>
VI-2-1/ Généralités .....	64
VI-2-2/ Les facteurs de la corrosion .....	64
VI-2-3/ Mécanisme de la corrosion .....	65
VI-2-4/ Classification de la corrosion .....	65
VI-2-4-1/ Aspects morphologique de la corrosion.....	65
a) Corrosion uniforme .....	65
b) Corrosion par piquûre.....	65
c) Corrosion inter-granulaire.....	65
d) Corrosion trans-granulaire .....	66
VI-2-4-2/ Modes de formation de la corrosion.....	66
a) Corrosion électrochimique.....	66
b)Corrosion biochimique .....	66
VI-2-5/ protection contre la corrosion .....	68
VI-2-5-1/ Les revêtements.....	68
a)- Revêtements à protection passive.....	68
b)- Revêtements à protection actives .....	68
VI-2-5-2/ Traitement du milieu .....	68
VI-2-5-3/ Protection cathodique.....	69
a)- Principe .....	69

b)- Critère de protection cathodique .....	69
c)- Techniques de protection cathodique .....	70
VI-2-6/ Conclusion .....	72

**Chapitre VII**

**Organisation de chantier**

<b>VII-1/ Introduction</b> .....	73
<b>VII-2/ Implantation du tracé des tranchées sur le terrain</b> .....	73
VII-2-1/ Matérialisation .....	73
VII-2-2/ Nivellement .....	73
<b>VII-3/ Excavation des tranchées</b> .....	73
VII-3-1/ La profondeur ( $H_{tr}$ ) .....	74
VII-3-2/ Largueur de la tranchée .....	74
VII-3-3/ Choix du coefficient du talus .....	74
VII-3-4/ Distance de la mise du cavalier .....	75
VII-3-4-1/ Section transversale de la tranchée ( $S_{tr}$ ) .....	75
VII-3-4-2/ Section du cavalier ( $S_c$ ) .....	75
VII-3-4-3/ hauteur du cavalier ( $H_c$ ) .....	75
VII-3-4-4/ Distance de la mise du cavalier (A) .....	76
VII-3-5/ Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation .....	76
VII-3-5-1/ Pelle équipée en rétro .....	76
VII-3-5-2/ Pelle équipée en butée .....	76
VII-3-5-3/ Rendement d'exploitation de la pelle choisie .....	77
VII-3-5-4/ La durée d'excavation .....	78
VII-3-5-5/ Choix du bulldozer .....	78
VII-3-6/ Aménagement du lit de pose des conduites .....	79
<b>VII-4/ Pose de conduite</b> .....	80
<b>VII-5/ Epreuve de joint et de la canalisation</b> .....	80
<b>VII-6/ Remblaiement de la tranchée</b> .....	81
<b>VII-7/ Planification des travaux</b> .....	81
<b>VII-7/ Conclusion</b> .....	83

<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	84
<b>BIBLIOGRAPHIE</b>	

## *Liste des tableaux*

### Chapitre I

#### **Présentation du site de la ville**

Tableau I-1 : les caractéristiques des forages .....	7
--	---

### Chapitre II

#### **Estimation des besoins en eaux**

Tableau II-1 : Evaluation de la population : .....	9
Tableau II-2 : Besoins domestiques : .....	9
Tableau II-3 : évaluation des besoins administratifs .....	10
Tableau II-4 : évaluation des besoins scolaires .....	10
Tableau II-4 : évaluation des besoins sanitaires .....	11
Tableau II-5 : évaluation des besoins socioculturels .....	11
Tableau II-6 : évaluation des besoins commerciaux .....	11
Tableau II-7 : évaluation des besoins d'arrosage .....	12
Tableau II-8 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville .....	12
Tableau II-9 : $\beta$ max en fonction du nombre d'habitants .....	13
Tableau II-10 : $\beta$ min en fonction du nombre d'habitants .....	14
Tableau II-11: Calcul de la consommation maximale journalière .....	15
Tableau II-12: répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants .....	16
Tableau II-13: détermination le débit maximum journalière .....	17

### Chapitre III

#### **Les réservoirs**

Tableau III-1 : détermination de la capacité du réservoir .....	22
---	----

### Chapitre IV

#### **Le réseau de distribution**

Tableau IV-1 : Détermination de débit spécifique .....	29
Tableau IV-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe) .....	30
Tableau IV-3 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie) .....	33
Tableau IV-4: diamètres avantageux en fonction des débits limites .....	36
Tableau IV-5: Détermination des diamètres avantageux .....	36
Tableau IV-6: Calcul des paramètres hydrauliques( cas de pointe) .....	41
Tableau IV-7: Calcul des pressions ( cas de pointe) .....	42
Tableau IV-8: Calcul des paramètres hydrauliques ( cas de pointe+ incendie) .....	46
Tableau IV-9: Calcul des pressions ( cas de pointe+ incendie) .....	47

### Chapitre V

#### **L'Adduction**

Tableau V-1 : Détermination des pertes de charges .....	53
---	----

## Protection des conduites

---

### Chapitre VI

Tableau VI-1 : Calcul Du Coup De Bélier .....	61
Tableau VI-1 le potentiel normal des métaux .....	66

## Organisation de chantier

---

### Chapitre VII

Tableau VII 1 choix du coefficient du talus .....	74
Tableau VII 2 Coefficient de foisonnement .....	75
Tableau VII 3 : volume de déblai total et les paramètres pour la détermination de la pelle.....	77
Tableau VII-1 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement .....	77
Tableau VII 5 Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet.....	78
Tableau VII 6 Volume total du lit de sable .....	80
Tableau VII-7 : Détermination du délai de la réalisation (réseau d'AEP).....	81

---

## Liste des figures

### Chapitre I

#### Présentation du site de la ville

Fig. I-1: Situation de la ville de BOUHROUA.....	3
Fig. I-2: Variations mensuelles de la température.....	5
Fig. I-3: Variations mensuelles de l'évaporation.....	6
Fig. I-4: Précipitation mensuelles.....	6

### Chapitre II

#### Estimation des besoins en eaux

Fig. II-1 : Le graphique de consommation.....	19
Fig. II-2 : La courbe intégrale.....	19

### Chapitre III

#### Les réservoirs

Fig. III-1 : Conduite d'adduction.....	23
Fig. III-2: Conduite de distribution.....	24
Fig. III-3 : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	25

### Chapitre IV

#### Le réseau de distribution

Fig. IV-1: Représentation schématique d'un réseau d'alimentation en eau potable.....	28
Fig. IV-2: Répartition arbitraire (cas de pointe).....	38
Fig. IV-3: Répartition arbitraire (cas de pointe+ incendie).....	39
Fig. IV-3: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe).....	44
Fig. IV-3: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe+ incendie).....	45

### Chapitre VI

#### Protection des conduites

Fig. VI-1 Principe de disposition du réservoir d'air anti béliet.....	58
Fig. VI-2 Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir... ..	58
Fig. VI-3: schéma d'un réservoir anti béliet.....	63
Fig. VI-4 : corrosion par formation de pile.....	67
Fig. VI-5: le digramme de POURBAIX pour le fer.....	69
Fig. VI-6: Protection cathodique à l'aide d'anode au magnésium.....	71
Fig. VI-7 : Soutirage de courant.....	71
Fig. VI-8 : Schéma montre le dispositif de la protection cathodique.....	72

### Chapitre VII

#### Organisation de chantier

Fig. VII-1 : Pelle équipée en rétro.....	78
Fig. VII-2 : Bulldozer.....	79
Fig. VII-3 : pose de la conduite dans la tranchée.....	80

Fig. VII-4 : réseau à nœud (réseau d'AEP).....	82
Fig. VII-5 : Planning des travaux; diagramme de Gantt (réseau d'AEP).....	83

---

## ***INTRODUCTION GENERALE***

L'eau source de la vie et de développement compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

Dans ce contexte même l'homme conscient du caractère vital de cette durée précieuse, n'a cessé de s'organiser depuis des millénaires pour maîtriser la science relative à l'eau, ainsi des méthodes empiriques d'approvisionnement, on assiste actuellement à des complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution d'eau à des degrés de potabilité constamment améliorés.

Cadrant avec ces nouveaux systèmes, le thème de ce mémoire est l'AEP de la ville de BOUHROUA.

Cette étude est faite pour répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants conformément aux plans de développement national et aux souhaits tant des populations que de wilaya ; de doter BOUHROUA d'un réseau capable de satisfaire non seulement actuellement mais aussi dans un horizon futur de la demande de cette ville.

## *CHAPITRE I*

### *PRESENTATION DU SITE DE LA VILLE*



### ***I-1/ Situation géographique :***

La ville de BOUHROUA se trouve au sud d'Algérie à 600 Kms d'Alger la capitale et 3 Kms de Ghardaïa chef lieu de la wilaya.

Elle est limitée au Nord par la commune de Berriane, au sud par le centre ville de la commune de Ghardaïa, à l'ouest par le quartier de Mermad et à l'Est par la commune de Bounoura.

La ville s'étend sur une superficie de 355 ha.

### ***I-2/ Situation topographique :***

La ville de BOUHROUA présente un relief uniforme avec une faible pente (0 à 1) % dont les altitudes varient de 485m à 525m.

Population :

D'après les informations recueillies auprès de l'APC, la ville de BOUHROUA compte environ **18840** habitants.

### ***I-3/ Situation géologique et hydrogéologique :***

#### **I-3-1/ Géologie :**

La wilaya de Ghardaïa est située sur les bordures occidentales du bassin Sédimentaire secondaire du Bas - Sahara, les terrains affleurant sont en grande partie attribués au Crétacé supérieur.

Du point de vue lithologique, ces affleurements sont de type:

- Argiles verdâtres et bariolées à l'Ouest et le Sud-ouest attribués au Cénomaniens.
- Calcaires massifs durs ; blanc grisâtre au centre, attribués au Turonien.
- Calcaires marneux et argiles gypseuses à l'Est, attribués au Sénonien.
- Sables rougeâtre consolidés à l'Est et au Nord-est attribués au Mio-pliocène.
- Alluvions quaternaires tapissant le fond des vallées des oueds.

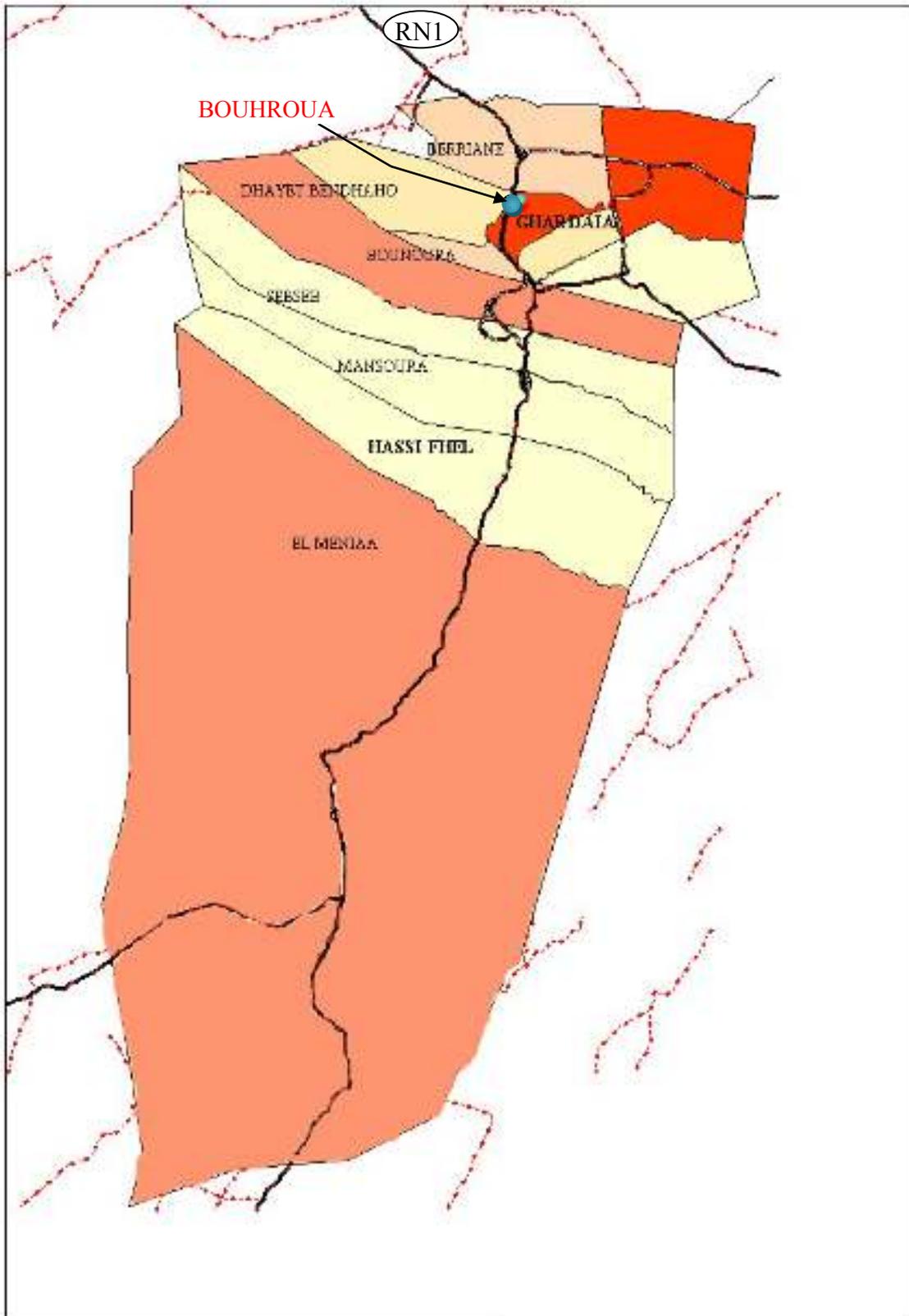


Fig. I-1: Situation de la ville de BOUHROUA



### **I-3-2/ hydrogéologie :**

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

#### ***I-3-2-1/ Les nappes phréatiques :***

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

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

#### ***I-3-2-2/ La nappe du Continental Intercalaire (CI):***

Elle représente la principale ressource en eau de la région. L'aquifère est composé de sables, grés et d'argiles sableuses d'âge Albien. Selon la région, elle est captée à une profondeur allant de 80 à 1000m.

Suivant l'altitude de la zone et la variation de l'épaisseur des formations postérieures au CI, exploitée par pompage à des profondeurs variant de 80m à 170m dans la zone de Ghardaïa.

### ***I-4/ Situation climatologique :***

#### **I-4-1/ Climat :**

La ville de BOUHROUA et toute la région de Ghardaïa est caractérisée par un climat saharien aride.

#### **I-4-2/ Température :**

L'écart de la température de l'été et celle de l'hiver est très élevé. Janvier représente le mois le plus froid de 10,7°C. Quelquefois, elles peuvent chuter jusqu'à 0°C, ce qui génère de la neige, par contre juillet est le mois le plus chaud de 36°C ; avec des pics occasionnels de 46°C.

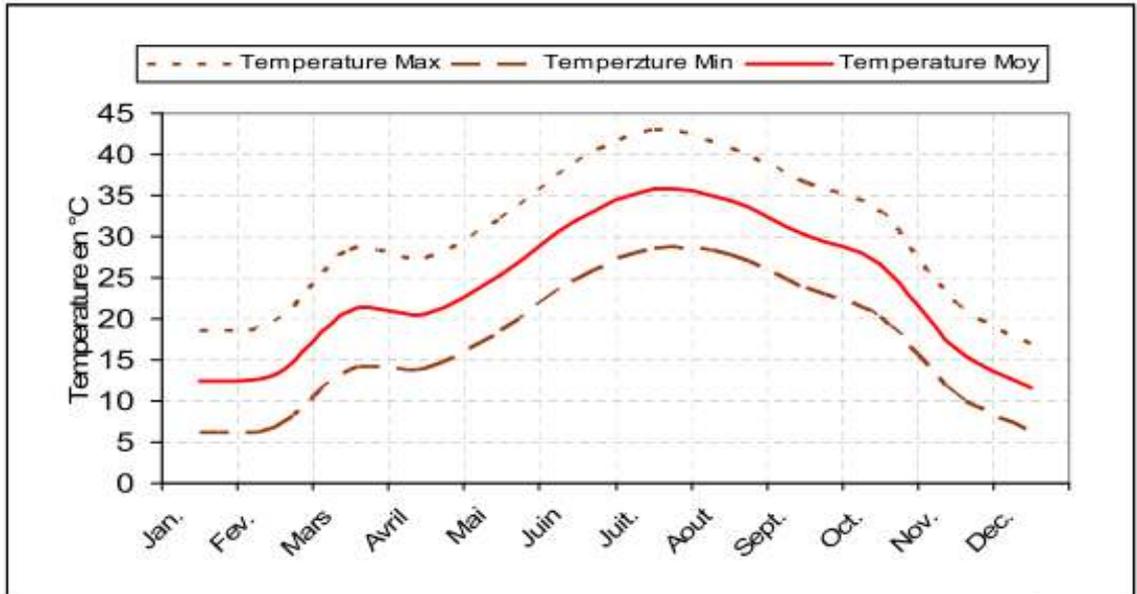


Fig. I-2 : Variations mensuelles de la température

Source : ANRH Secteur de Ghardaïa

#### I-4-3/ Humidité :

En hiver les valeurs d'humidité relative moyenne sont de l'ordre de 58% Les taux minimaux sont compris entre 39% et 49%, les taux maximaux peuvent atteindre 85% voire 88%. Les hivers les plus secs sont caractérisés par des valeurs d'humidité relative n'excédant pas les 22% et 28%. Mais en été, il est relativement faible; il varie entre 23% et 27%. Durant certaines périodes de sécheresse, il peut atteindre des taux minimaux compris entre 2 et 6 %.

#### I-4-4/ Evapotranspiration :

Le pouvoir d'évaporation est grand, il atteint son maximum en juillet de 432 mm, alors que le minimum est constaté au cours du mois de décembre de 79,3 mm.

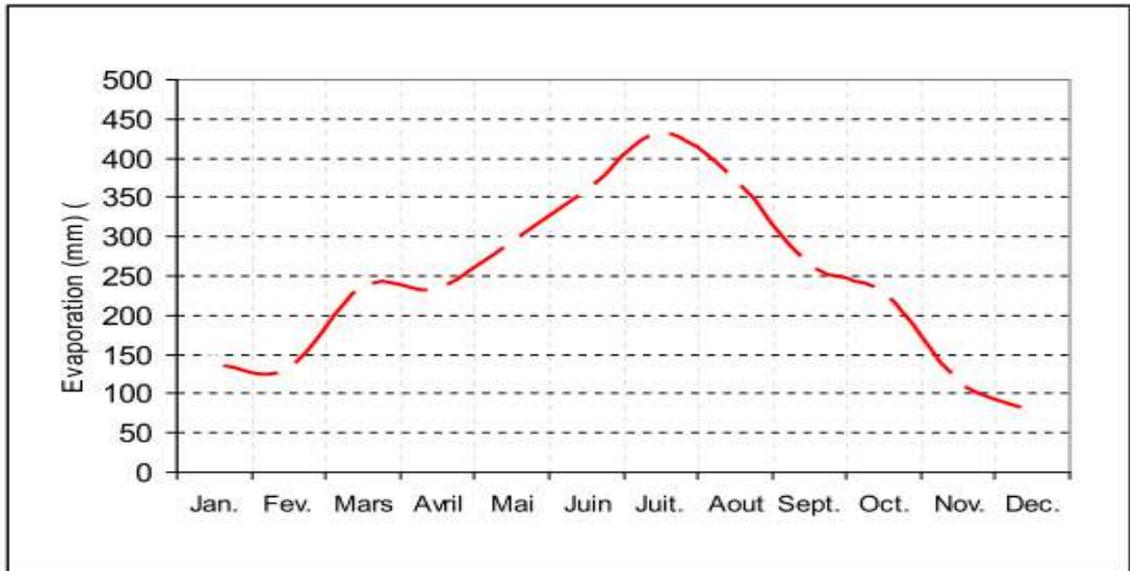


Fig. I-3 : Variations mensuelles de l'Evaporation

Source : ANRH Secteur de Ghardaïa

#### I-4-5/ Pluviométrie :

La ville de BOUHROUA et tout la région de Ghardaïa à des hauteurs de précipitations annuelles de moins de 100 mm ; La pluviométrie moyenne annuelle est de l'ordre de 60mm.

Cette valeur moyenne de la pluviométrie n'a pas une grande signification car les pluies peuvent faire défaut pendant plusieurs années consécutives et que deux à trois jours de pluies peuvent apporter 50 à 80 mm, engendrant Parfois des importantes crues avec des débits considérables, qui peuvent atteindre 1000 m3/s.

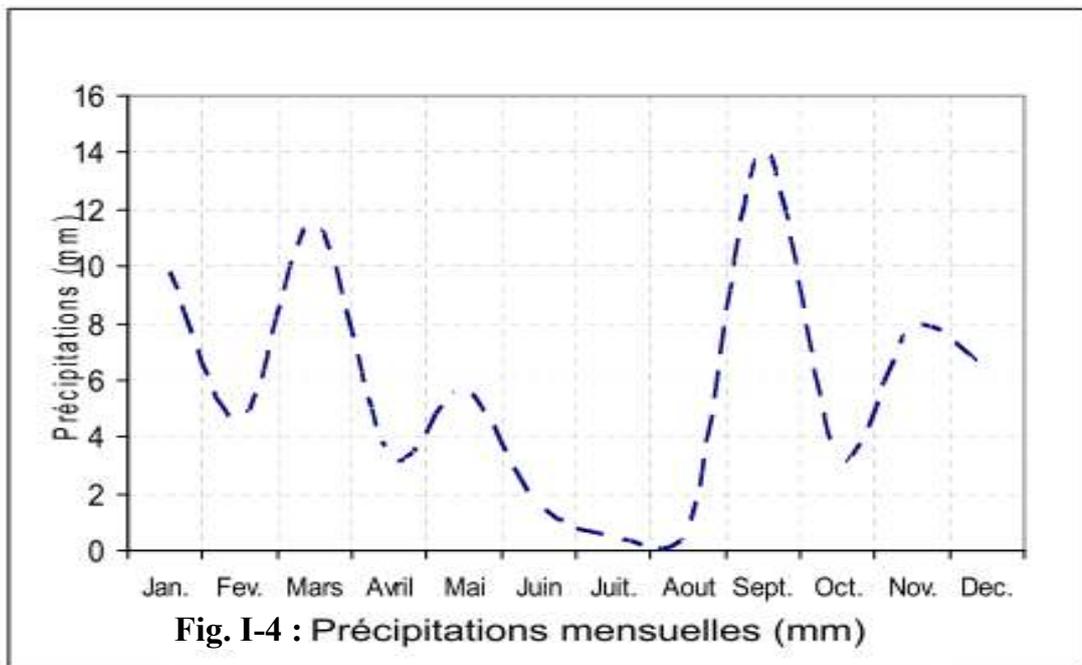


Fig. I-4 : Précipitations mensuelles (mm)

Source : ANRH Secteur de Ghardaïa



**I-4-6/ Les vents :**

Les vents sont saisonniers; en hiver sont froids et humides de direction Nord-ouest et Ouest-nord-ouest. Par contre en été sont secs et chauds de direction Nord-est.

**I-5/ Présentation hydraulique :**

La consommation d'eau des habitants de la ville est assurée par 2 châteaux d'eau avec une capacité de stockage de 2500 m<sup>3</sup>.

**Les ressources :**

La ville de BOUHROUA est alimentée d'un forage [F1] et forage [F2].

Les caractéristiques de ces forages sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau I-1 : les caractéristiques des forages**

Désignation	Forage N°1	Forage N°2
Debit D'exploitation [l/s]	39	42
Niveau statique [m]	160	158
Niveau dynamique (m)	181	178
Profondeur [m]	510	500

Source : ANRH Secteur de Ghardaïa

**I-6/ Conclusion:**

Après avoir présenté la ville (géographie, topographie, géologie.....); on peut passer à les étapes suivantes nécessaires à l'élaboration de ce projet.

## *CHAPITRE II*

# *ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX*



### II-1/ Introduction :

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 l'établissement de ces derniers restent inchangés.

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

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation vise la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays (l'évolution de la population, l'équipement sanitaires, niveau de vie de la population....).

Dans ce projet, le calcul des besoins se base sur les données de l'APC (population et orientation des équipements).

### II-2/ Estimation de la population future :

En 2001 la population de la ville de BOUHROUA a été estimée à 18840 habitants, pour l'année 2008, la population sera calculée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 [1 + \tau]^n$$

Avec :

$P_n$  : population future prise à l'horizon quelconque (hab).

$P_0$  : population de l'année de référence (hab).

$\tau$  : taux d'accroissement annuel de la population. [Égal à 2.51% dans cette région].

$n$  : nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.

Dans notre cas :  $P_0=18840$  hab.

$$\tau = 2.51\%$$

$$n = 7 \text{ ans } [2001 \div 2008]$$

$P_{2008}=22411$  hab.

Les calculs seront établis pour l'horizon 2028. D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par application de la relation précédente.

Le tableau suivant présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :



Tableau II-1 : Evaluation de la population :

Années	Evaluation de la population [Hab]
2001	18840
2008	22411
2028	36795

### II-3/ Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i * N_i) / 1000 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$  : consommation moyenne journalière en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;
- $Q_i$  : dotation moyenne journalière en  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$  ;
- $N_i$  : nombre de consommateurs ;

### II-4/ Besoins en eau par catégorie :

#### II-4-1/ Besoins domestiques :

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement de développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$  et de 100 à 200  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$  pour les grandes agglomérations.

Pour notre projet et d'après l'A.P.C, et comme notre agglomération est grande, les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 150  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ .

Tableau II-2 : Besoins domestiques :

Horizon	Population	Dotation ( $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ )	$Q_{\text{moy},j}$ ( $\text{m}^3/\text{j}$ )
2008	22411	150	4033.98
2028	36795	180	6623.10



**II-4-2/ Besoins administratifs :**

**Tableau II-3 : évaluation des besoins administratifs.**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m3/j)
Annexe A.P.C <sub>1</sub>	m <sup>2</sup>	1875	5	9.375
Annexe A.P.C <sub>2</sub>	m <sup>2</sup>	1465	5	7.325
Agence postale	m <sup>2</sup>	1694	5	8.47
Agence de banque	m <sup>2</sup>	2190	5	10.95
Palais de Justice	m <sup>2</sup>	9500	5	47.5
Assurance	m <sup>2</sup>	1370	5	6.85
Direction de la culture	m <sup>2</sup>	1895	5	9.475
Siège de la Douane	m <sup>2</sup>	1962	5	9.81
Siege de la police judiciaire de l'unité mobile	m <sup>2</sup>	5000	5	25
Siège de la Sûreté urbaine	m <sup>2</sup>	1500	5	7.5
Gendarmerie	m <sup>2</sup>	2000	5	10
Garde communale	m <sup>2</sup>	1317	5	6.575
			<b>Total</b>	<b>158.83</b>

**II-4-3/ Besoins scolaires :**

Le tableau ci-dessous résume les résultats.

**Tableau II-4 : évaluation des besoins scolaires**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m3/j)
Ecole primaire (semi-interne)	élève	2800	20	56
C.E.M (semi-interne)	élève	2400	20	48
Lycée (semi-interne)	élève	1800	20	36
C.F.P.A (interne+externe)	élève	500	50	25
Crèches	enfant	360	10	3.6
			<b>Total</b>	<b>168.6</b>



**II-4-4/ Besoins sanitaires :**

**Tableau II-4 : évaluation des besoins sanitaires :**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Centres de santé	m <sup>2</sup>	2500	5	12.5
Salles de soin	m <sup>2</sup>	2050	5	10.25
Dispensaire	m <sup>2</sup>	1158	5	5.79
hôpital	lit	500	300	150
Maternité	lit	60	300	18
<b>total</b>				<b>196.54</b>

**II-4-5/ Besoins socioculturels :**

**Tableau II-5 : évaluation des besoins socioculturels**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Mosquée	fidèles	4200	5	21
Centre culturel et sportif	m <sup>2</sup>	1700	5	8,5
Bibliothèque	m <sup>2</sup>	1250	5	6.25
Résidence sportive	Résident	150	180	27
Complexe culturel	m <sup>2</sup>	2900	5	29
Complexe sportif de proximité	m <sup>2</sup>	6350	5	31.75
Complexe sportif communal	m <sup>2</sup>	32000	5	160
<b>total</b>				<b>283.5</b>

**II-4-6/ Besoins commerciaux :**

**Tableau II-6 : évaluation des besoins commerciaux**

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Marché	m <sup>2</sup>	13455	5	67.275
Supermarché	m <sup>2</sup>	5910	5	29.55
Boutique	m <sup>2</sup>	4000	5	12



Tableau II-6 : évaluation des besoins commerciaux (suite)

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Hôtel	lit	300	180	54
Boulangerie	unité	13	500	16,5
Boucherie	unité	12	50	19,5
Bain maure	unité	3	36000	108
Douche publique	unité	4	27000	108
Abattoir	unité	1	4500	4.5
Station service	unité	2	6000	12
<b>Total</b>				<b>431.325</b>

II-4-7/ Besoins d'arrosage :

Tableau II-7 : évaluation des besoins d'arrosage

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Jardin publique	m <sup>2</sup>	3500	6	21
Rues	m <sup>2</sup>	10000	4	40
<b>Total</b>				<b>61</b>

II-4-8/ Récapitulation des besoins en eaux de la ville :

Les besoins totaux en eaux de la ville de BOUHROUA sont donnés par le tableau ci-dessous :

Tableau II-8 : Récapitulation des besoins en eaux de la ville

Catégorie des besoins	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	6623.10
Administratifs	158.83
Scolaires	168.6
Sanitaires	196.54
Commerciaux	431.325
Socioculturels	283.5
Arrosage	61
<b>Total</b>	<b>7922.895</b>

Donc :

$$Q_{moy,j} = 7922.895 \text{ m}^3/\text{j}$$



**II-5/ Coefficient d'irrégularité :**

**II-5-1/ Coefficient d'irrégularité maximale ( $K_{max,j}$ ) :**

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 :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}}$$

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de  $K_{max,j}$  varie entre 1,1 et 1,3. Pour notre cas on prend  $K_{max,j} = 1,3$  pour les besoins domestiques, par contre pour les besoins d'arrosage on prend  $K_{max,j} = 1$ .

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau.

**II-5-2/ Coefficient d'irrégularité minimale ( $K_{min,j}$ ) :**

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

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}}$$

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

**II-5-3/ Coefficient d'irrégularité maximale horaire ( $K_{max,h}$ ) :**

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

$\alpha_{max}$  et  $\beta_{max}$  ; tel que :

$$K_{max,h} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}} = \alpha_{max} \beta_{max}$$

Avec :

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

Pour notre cas on prend  $\alpha_{max} = 1,3$ .

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

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

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
$B_{max}$	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 **36795 hab**, donc

$\beta_{\max} = 1,172$ , d'où la valeur de  $K_{\max,h}$  sera :

$$K_{\max,h} = 1,3 * 1,172 = 1,524$$

$$K_{\max,h} = 1,524$$

#### II-5-4/ Coefficient d'irrégularité minimale horaire ( $K_{\min,h}$ ) :

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

$$K_{\min,h} = \frac{Q_{\min,h}}{Q_{\text{moy},h}} = \alpha_{\min} \beta_{\min}$$

Avec :

- $\alpha_{\min}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0,5$ .
- $\beta_{\min}$  : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II-10 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

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

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

Donc pour notre cas on prend  $\beta_{\min} = 0,556$  ; d'où la valeur de  $K_{\min,h}$  sera :

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,556 = 0,278$$

$$K_{\min,h} = 0,278$$

#### II-6/ Détermination des débits journaliers :

##### II-6-1/ Consommation minimale journalière ( $Q_{\min,j}$ ) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{\min,j} = Q_{\text{moy},j} K_{\min,j}$$

On prend  $K_{\min,j} = 0,8$  d'où  $Q_{\min,j} = 0,8 * 7922.895 = 6338.316 \text{ m}^3/\text{j}$

$$Q_{\min,j} = 6338.316 \text{ m}^3/\text{j}$$



**II-6-2/ Consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ ) :**

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année 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.

Ce débit est calculé ainsi :

$$Q_{max,j} = Q_{moy,j} K_{max,j}$$

Avec :

- $Q_{max,j}$  : 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 ( ,

Le calcul se fait dans le tableau II-11 :

**Tableau II-11 : Calcul de la consommation maximale journalière.**

Nature des Consommations	Débit moyen journalier $Q_{moy}$ [ $m^3/j$ ]	Coefficient d'irrégularité [ $K_j$ ]	Débit maximum journalier $Q_{max,j}$ [ $m^3/j$ ]
<b>1- Agglomération</b>			
domestique	6623.10	1.3	8610.03
Administratifs	158.83	1.3	206.479
Scolaires	168.6	1.3	219.18
Sanitaires	196.54	1.3	255.502
Commerciaux	431.325	1.3	560.723
Socioculturels	283.5	1.3	368.55
<b>2- Arrosages</b>			
jardins	61	1	61
Rues		1	
		<b>Total</b>	<b>10281.464</b>

Donc :

$$Q_{max,j} = 10281.464 \text{ m}^3/j$$

**II-7/ Détermination des débits horaires :**

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



**II-7-1/ Débit moyen horaire :**

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,h}} = Q_{\text{max,j}} / 24 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

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

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

Donc :  $Q_{\text{moy,h}} = 10281.464 / 24 = 428.394 \text{ m}^3/\text{h}$  .

$$Q_{\text{moy,h}} = 428.394 \text{ m}^3/\text{h}$$

**II-7-2/ Détermination du débit maximum horaire :**

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

$$Q_{\text{max,h}} = K_{\text{max,h}} * Q_{\text{moy,h}} \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

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

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

On a donc :

$$Q_{\text{max,h}} = 1,524.428.394 = 652.872 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\text{max,h}} = 652.872 \text{ m}^3/\text{h}$$

**II-8/ Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :**

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

**Tableau II-12 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :**

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5

Tableau II-12 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants (suite)

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

**Remarque :**

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

Pour notre cas on choisie la répartition variant entre **10001** et **50000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2028** sera **36795** hab.) ; la durée d'arrosage pendant la journée est prévue cinq (5) heures.

Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau suivant :

Tableau II-13 : détermination le débit maximum horaire

Horaire	Agglomération $Q_{max,j} = 10220.464$		Arrosage $Q_{max,j} = 61$		$Q_{max}$ journalier total = 10281.464		Ordonnées de la courbe intégrale
	%	(m3/h)	%	(m3/h)	%	(m3/h)	
h							%
0-1	1.5	153.30696			1.49	153.3070	1.49
1--2	1.5	153.30696			1.49	153.3070	2.98
2--3	1.5	153.30696			1.49	153.3070	4.47

Tableau II-13 : détermination le débit maximum horaire (suite)

Horaire	Agglomération $Q_{\max,j} = 10220.464$		Arrosage $Q_{\max,j} = 61$		$Q_{\max}$ journalier total = 10281.464		Ordonnées de la courbe intégrale
	%	(m3/h)	%	(m3/h)	%	(m3/h)	
3--4	1.5	153.30696			1.49	153.3070	5.96
4--5	2.5	255.51160			2.49	255.5116	8.45
5--6	3.5	357.71624			3.48	357.7162	11.93
6--7	4.5	459.92088	20	12.2	4.59	472.1209	16.52
7--8	5.5	562.12552	20	12.2	5.59	574.3255	22.11
8--9	6.25	638.77900	20	12.2	6.33	650.9790	28.44
9--10	6.25	638.77900			6.21	638.7790	34.65
10--11	6.25	638.77900			6.21	638.7790	40.86
11--12	6.25	638.77900			6.21	638.7790	47.07
12--13	5	511.02320			4.97	511.0232	52.04
13--14	5	511.02320			4.97	511.0232	57.01
14--15	5.5	562.12552			5.47	562.1255	62.48
15--16	6	613.22784			5.96	613.2278	68.44
16--17	6	613.22784	20	12.2	6.08	625.4278	74.52
17--18	5.5	562.12552	20	12.2	5.59	574.3255	80.11
18--19	5	511.02320			4.97	511.0232	85.08
19--20	4.5	459.92088			4.47	459.9209	89.55
20--21	4	408.81856			3.98	408.8186	93.53
21--22	3	306.61392			2.98	306.6139	96.51
22--23	2	204.40928			1.99	204.4093	98.50
23--24	1.5	153.30696			1.50	153.3070	100.00
TOTAL	100	10220.464	100		100	10281.464	

A partir de ce tableau on trouve :

$$Q_{\max,h} = 650.979 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{\min,h} = 153.307 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Le graphique de consommation (Fig. II-1).
- La courbe intégrale (Fig. II-2).

### II-9/ Comparaison entre les ressources et les besoins :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par les forages existant satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit.



Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre N°I), la ville dispose de deux (2) forages donnant un débit actuel total de 81 l/s qui est équivalent à 6998.4 m<sup>3</sup>/j, on suppose comme hypothèse que le débit des ressources reste constant à l'horizon 2028.

Alors que les besoins totaux de la ville sont de 10281.464 m<sup>3</sup>/j, donc il y a un déficit égal à :  
 $D = 10281.464 - 6998.4 = 3283.064 \text{ m}^3/\text{j}$ .

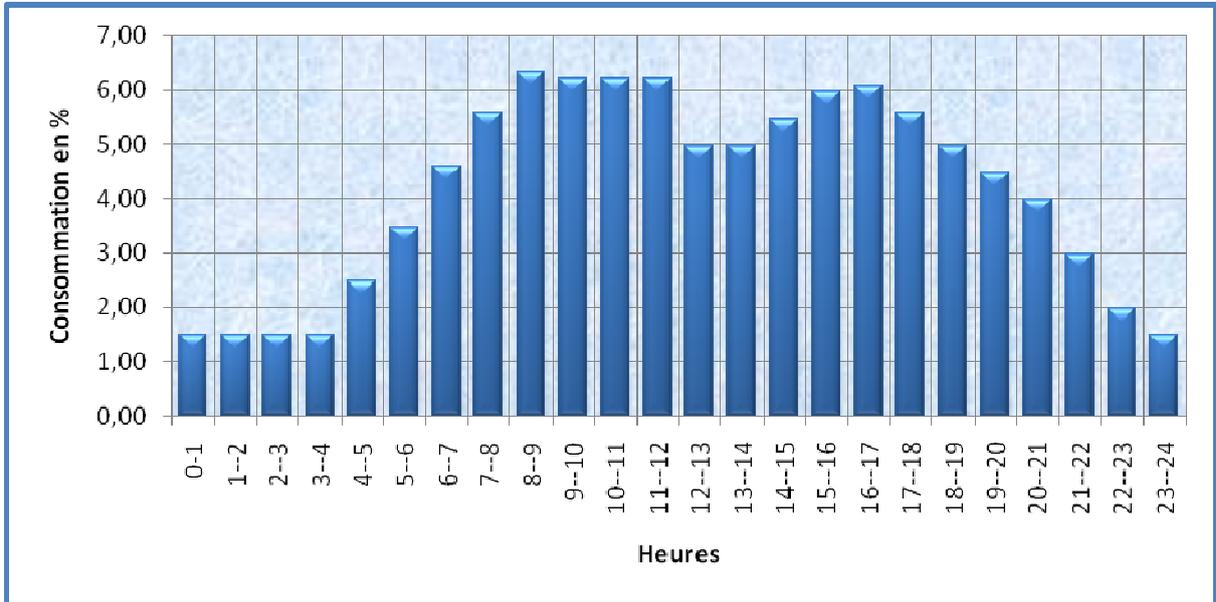


Fig. II-1 : Le graphique de consommation

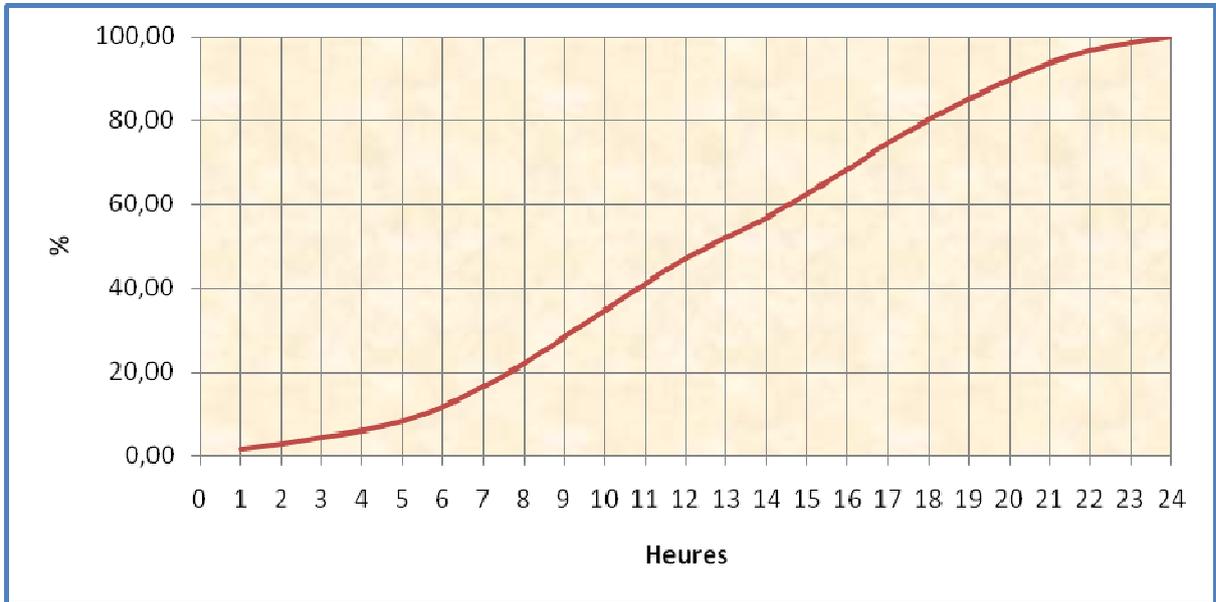


Fig. II-2 : La courbe intégrale.

**II-10/ Conclusion :**

D'après nos calculs, on a trouvé qu'il y a un déficit de 3283.064 m<sup>3</sup>/j qui est égal à 38 l/s.

Donc pour combler ce déficit on va projeter un nouveau forage avec un débit d'exploitation égal à 38 l/s pendant 20 heures.

## *CHAPITRE III*

### *LES RESERVOIRS*



### **III-1/ Introduction :**

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

Dans notre projet on utilise les deux réservoirs existants, le premier semi enterré avec les caractéristiques suivantes :

- Côte de l'assiette du réservoir: 525 m.
- Côte de radier : 523 m.
- Côte de trop plein : 528 m.
- Volume : 1500 m<sup>3</sup>.

Et le deuxième surélevé de caractéristiques ci-dessous :

- Côte de terrain : 496 m.
- Hauteur de tour : 15 m.
- Côte de radier : 511 m.
- Côte de trop plein : 516 m.
- Volume : 1000 m<sup>3</sup>.

Il convient de souligner que l'existence de ce réservoir est une contrainte pour le projeteur du fait que les côtes sont imposées.

### **III-2/ Rôle des réservoirs :**

Les réservoirs ont des rôles se résumant comme suit :

- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Emmagasinement de l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- Assurer une réserve d'incendie.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.



### **III-3/ Emplacement des réservoirs :**

Malgré qu'on a des réservoirs existants, leurs emplacement doit respecter les aspects suivants:

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression suffisante.
- Etre le plus près possible du centre de gravité de l'agglomération qu'il a à assurer.
- L'alimentation du réseau doit se faire par gravité.
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigé dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville ;

### **III-4/ Principe de fonctionnement :**

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution) ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

### **III-5/ Le type des réservoirs :**

Pour notre cas les réservoirs choisis sera de type réservoir semi enterré et surélevé ; les deux sont construit en béton armé destinés au stockage, le premier de forme rectangulaire alimenté de deux forages;

Et le deuxième de forme champignon alimenté d'un seul forage avec une durée de refoulement de 20 heures.

### **III-6/ Comparaison entre le volume calculé et le volume existant :**

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant des forages et du débit sortant pour les abonnés à tous points du réseau et différentes heures de la journée.

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée par la courbe de consommation graphique II-1
- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 20 heures d'apport du fait d'un captage divers de la source souterraine.
- En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau III-1.



Le volume utile est donnée par

$$V_u = \frac{P \% Q_{\max,j}}{100}$$

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

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

Le tableau suivant donne le calcul de la capacité du réservoir:

**Tableau III-1 : détermination de la capacité du réservoir:**

Heures	consommation horaires de $Q_{\max,j}$	refoulement d'eau	arrivée d'eau dans le réservoir	départ d'eau du réservoir	reste d'eau dans le réservoir
H	en %	en %	en %	en %	en %
0--1	1.49	0		1,49	1.49
1--2	1.49	0		1,49	2.98
2--3	1.49	0		1,49	4.47
3--4	1.49	0		1,49	5.96
4--5	2.49	5	2.51		3.45
5--6	3.48	5	1.52		1.93
6--7	4.59	5	0.41		1.52
7--8	5.59	5		0.59	2.11
8--9	6.33	5		1.33	3.44
9--10	6.21	5		1.21	4.65
10--11	6.21	5		1.21	5.86
11--12	6.21	5		1.21	7.07
12--13	4.97	5	0.03		7.04
13--14	4.97	5	0.03		7.01
14--15	5.47	5		0.47	7.48
15--16	5.96	5		0.96	8.44
16--17	6.08	5		1.08	9.52
17--18	5.59	5		0.59	<b>10.11</b>
18--19	4.97	5	0.03		10.08
19--20	4.47	5	0.53		9.55
20--21	3.98	5	1.02		8.53
21--22	2.98	5	2.02		6.51

Suite du tableau III-1:

22--23	1.99	5	3.01		3.5
23--24	1.5	5	3.5		0
<b>Total</b>	100	100	14.61	14.61	

$$V_u = \frac{10,11 * 10281.464}{100} = 1039.456 \text{ m}^3$$

A cela s'ajoute la réserve d'incendie de l'ordre de 40 m<sup>3</sup>/h pendant deux heures à raison de 11 l/s (cas de petite ville). Nous optons pour deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit.

Donc:  $V_T = V_u + V_{inc} \Rightarrow V_T = 1039.456 \text{ m}^3 + 80 \text{ m}^3$

Donc :

$V_T = 1119.456 \text{ m}^3$

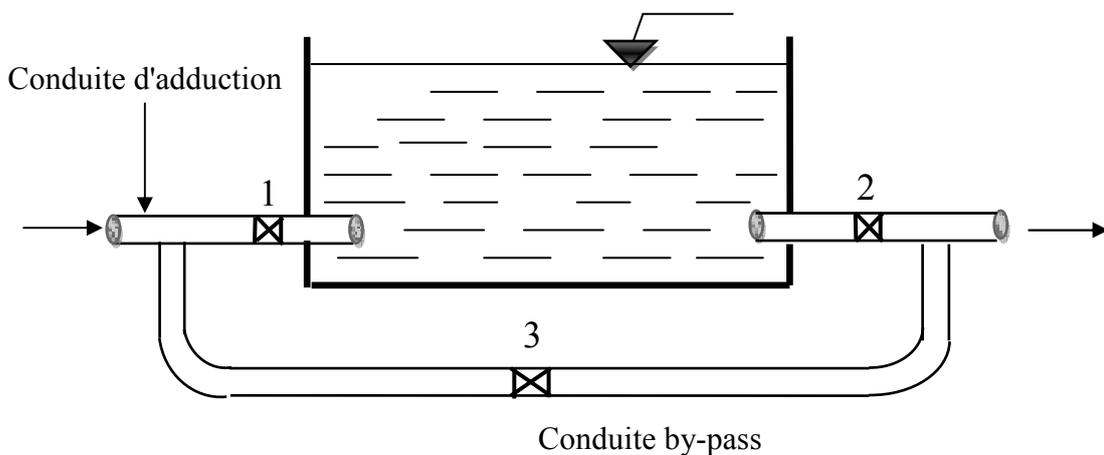
**Remarque :**

La capacité totale des deux châteaux d'eau est de 2500 m<sup>3</sup>, alors que le volume calculé est estimé à 1119.456 m<sup>3</sup>, donc il la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de l'agglomération.

**III-7/ Les équipements des réservoirs :**

**III-7-1/ Conduite d'adduction :**

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit à la partie supérieure de celui-ci, soit au fond. (Fig. III-1).



**Fig. III-1 : conduite d'adduction**

### III-7-2/ Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve (Fig. IV-2).

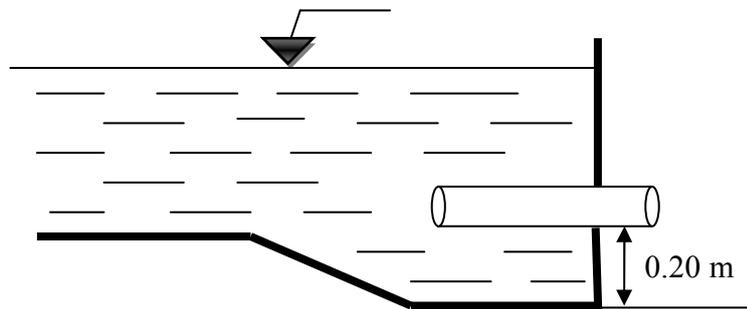


Fig. III-2: Conduite de distribution

### III-7-3/ Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

### III-7-4/ Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne (fig. III-3).

### III-7-5/ Conduite BY-PASS:

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (fig. III-1).

Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

- Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé,
- En BY-PASS : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

### III-7-6/ Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver le réserve d'incendie permettant de lutter contre le feu, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (III-3) présente un système en siphon :

L'évent d'un siphon interdit l'utilisation du au dessous du niveau  $N_{min}$  tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

- normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir la vanne 2.

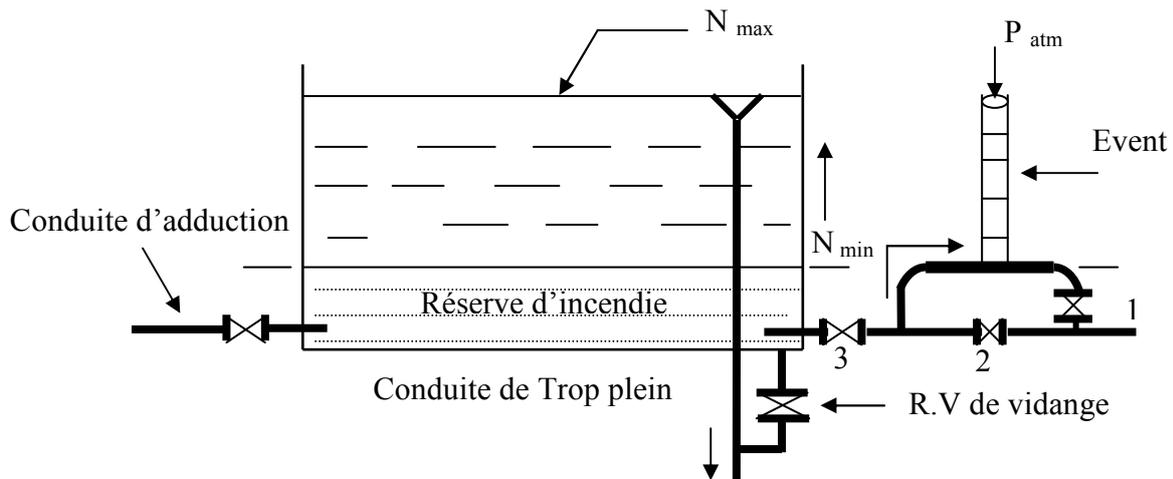


Fig. III-3 : Matérialisation de la réserve d'incendie

### III-8/ Conclusion :

Après ce chapitre, on remarque que les réservoirs ont un rôle très important (stockage et distribution) ; pour cela ils nécessitent une surveillance régularisée et un entretien périodique concernant le nettoyage du cuve. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser (assurant l'étanchéité) afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

## *CHAPITRE IV*

# *LE RESEAU DE DISTRIBUTION*



### **IV-1/ Introduction :**

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque 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 et ils seront dimensionnés en conséquence.

### **IV-2/ Choix du matériau des conduites :**

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

Par mis les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte et le PVC

#### **IV-2-1/ Tuyaux en fonte :**

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes.
- Bonne résistance à la corrosion.
- Très rigides et solides

L'inconvénient est que les tuyaux en fonte sont très lourds, très chers et ne sont pas disponible sur le marché.

#### **IV-2-2/ Tuyaux en acier :**

Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose

- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement)

Leur inconvénient est la corrosion.

#### **IV-2-3/ Tuyaux en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié)**

- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché
- Une pose de canalisation facile

Leur inconvénient est le risque de rupture

#### **Remarque :**

Dans notre projet on utilise des conduites en acier enrobé avec le dispositif de protection contre la corrosion (protection cathodique).



### IV-3/ Les types de réseaux :

On distingue trois types de réseaux :

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

#### IV-3-1/ Les réseaux maillés :

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

Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

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

#### IV-3-2/ Réseaux ramifié :

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales leur inconvénient, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

#### IV-3-3/ Réseaux étagés :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées).

L'installation d'un réservoir intermédiaire alimente par le premier, régularisé la pression dans le réseau.

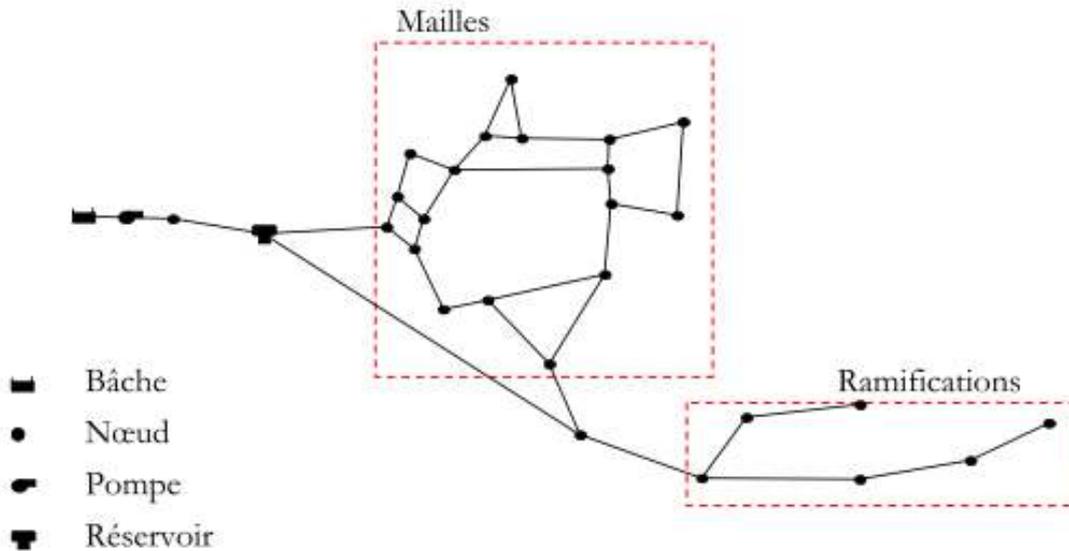


Fig. IV-1 : Représentation schématique d'un réseau d'alimentation en eau potable

#### IV-4/ Conception d'un réseau :

Plusieurs facteurs ont une influence sur la conception du réseau :

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

#### IV-5/ Principe de tracé d'un réseau combiné :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

- Choisir le lien de consommation principale.
- Déterminer le sens principal de masse ou de la quantité totale d'eau.
- Tracer les conduites maîtresses parallèles entre elles, ces conduites doivent être situées sur les cotes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Il faut tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers les quelles il faut prévoir les lignes secondaires.

#### IV-6/ Calcul hydraulique du réseau combiné :

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcule les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure de pointe +incendie. Cas réservoir de tête).



- On détermine le débit spécifique en considèrent les débits en route.
- Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

#### IV-6-1/ Calcul des débits :

Dans notre projet, on fait une simulation

##### IV-6-1-1/ Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau:

$$Q_{sp} = Q_{\text{pointe}} / \sum L_i$$

Q pointe : débit de pointe calculé dans le chapitre II (l/s).

Q<sub>sp</sub> : débit spécifique (l/s/m).

Σ L<sub>i</sub> : Somme des longueurs du tronçon (m).

Tableau IV-1 : Détermination de débit spécifique :

	Q <sub>Pointe</sub> (l/s)	180.83
Heure de pointe	$\sum_{i=1}^{n=100} L_i$ (m)	14115,39
	q <sub>sp</sub> (l/s/m)	0,012811

##### IV-6-1-2/ Calcul des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

Avec :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i$$

Q<sub>ri</sub> : débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q<sub>sp</sub> : débit spécifique (l/s/m).

L<sub>i</sub> : longueur du tronçon (m).

##### IV-6-1-3/ Détermination des débits nodaux:

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

Où :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci}$$

Q<sub>ni</sub> : débit au nœud i (l/s).

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

ΣQ<sub>ci</sub>: la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Dans le cas de pointe le débit concentré égale à 0.

Tableau IV-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe)

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Q <sub>sp</sub> (l/s/m)	Q <sub>r</sub> (l/s)	0.5Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
1	1-2	457,83	0,012811	5,865	2,933	2,933
2	2-1	457,83		5,865	2,933	8,021
	2-3	301,5		3,862	1,931	
	2-4	492,88		6,314	3,157	
3	3-2	301,5		3,862	1,931	5,113
	3-5	496,67		6,363	3,181	
4	4-2	492,88		6,314	3,157	11,189
	4-6	950,81		12,181	6,090	
	4-5	303,06		3,882	1,941	
5	5-4	303,06		3,882	1,941	8,999
	5-3	496,67		6,363	3,181	
	5-8	605,27		7,754	3,877	
6	6-4	950,81	12,181	6,090	10,486	
	6-10	523,07	6,701	3,350		
	6-7	163,21	2,091	1,045		
7	7-6	163,21	2,091	1,045	3,481	
	7-20	172,33	2,208	1,104		
	7-8	207,92	2,664	1,332		
8	8-5	605,27	7,754	3,877	8,743	
	8-9	551,69	7,068	3,534		
	8-7	207,92	2,664	1,332		
9	9-8	551,69	7,068	3,534	3,534	
10	10-6	523,07	6,701	3,350	8,896	
	10-11	237,19	3,039	1,519		
	10-12	397,8	5,096	2,548		
	10-13	230,76	2,956	1,478		
11	11-10	237,19	3,039	1,519	1,519	
12	12-10	397,8	5,096	2,548	2,548	

Tableau IV-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe) (suite)

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q <sub>r</sub> (l/s)	0.5Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
13	13-10	230,76	0,012811	2,956	1,478	8,421
	13-14	420,68		5,389	2,695	
	13-15	293,47		3,760	1,880	
	13-16	369,8		4,737	2,369	
14	14-13	420,68		5,389	2,695	2,695
15	15-13	293,47		3,760	1,880	1,880
16	16-13	369,8		4,737	2,369	6,944
	16-17	193,83		2,483	1,242	
	16-18	323,29		4,142	2,071	
	16-19	197,13		2,525	1,263	
17	17-16	193,83		2,483	1,242	1,242
18	18-16	323,29		4,142	2,071	2,071
19	19-16	197,13		2,525	1,263	1,263
20	20-21	212,58		2,723	1,362	6,433
	20-7	172,33		2,208	1,104	
	20-22	619,44		7,935	3,968	
21	21-20	212,58		2,723	1,362	8,062
	21-23	395,48		5,066	2,533	
	21-28	650,65		8,335	4,168	
22	22-20	619,44		7,935	3,968	3,968
23	23-21	395,48		5,066	2,533	5,273
	23-24	201,19		2,577	1,289	
	23-26	226,49		2,901	1,451	
24	24-23	201,19		2,577	1,289	4,118
	24-25	441,69		5,658	2,829	
25	25-24	441,69		5,658	2,829	8,298
	25-30	163,37	2,093	1,046		
	25-33	690,44	8,845	4,422		
26	26-27	266,96	3,420	1,710	4,473	
	26-23	226,49	2,901	1,451		
	26-30	204,91	2,625	1,313		

Tableau IV-2 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe) (suite)

N° Nœuds	N° Tronçons	Longueur (m)	Q <sub>sp</sub> (l/s/m)	Q <sub>r</sub> (l/s)	0.5Q <sub>r</sub> (l/s)	Q <sub>n</sub> (l/s)
27	27-26	266,96	0,012811	3,420	1,710	4,754
	27-28	475,28		6,089	3,044	
28	28-27	475,28		6,089	3,044	8,828
	28-21	650,65		8,335	4,168	
	28-29	252,26		3,232	1,616	
29	29-28	252,26		3,232	1,616	1,616
30	30-25	163,37		2,093	1,046	3,344
	30-26	204,91		2,625	1,313	
	30-31	153,76		1,970	0,985	
31	31-30	153,76		1,970	0,985	9,124
	31-32	1024,98		13,131	6,565	
	31-34	245,72		3,148	1,574	
32	32-31	1024,98		13,131	6,565	6,565
33	33-25	690,44		8,845	4,422	4,422
34	34-31	245,72	3,148	1,574	1,574	

**IV-6-2/ Calcul des débits donnés par chaque réservoir (cas de pointe) :**

**IV-6-2-1/ Le débit donné par le réservoir R<sub>1</sub> (Q<sub>R1</sub>) :**

On a la somme de débits aux nœuds pour le cas de pointe :

$$\sum Q_{mi} = 180.83 \text{ l/s}$$

Le volume total des 2 réservoirs est égal 2500 m<sup>3</sup>, et le volume du réservoir (R<sub>1</sub>) égal 1500 m<sup>3</sup>

Nous déduisons que le débit Q<sub>R1</sub> qui sera égal :

$$Q_{R1} = (1500. 180.83 / 2500) = 108.498 \text{ l/s}$$

Donc:

$$\boxed{Q_{R1} = 108.498 \text{ l/s.}}$$

**IV-6-2-2/Le débit donné par le réservoir R<sub>2</sub> (Q<sub>R2</sub>) :**

De la même façon on calcul le débit donné par le réservoir R<sub>2</sub> :

$$\text{Donc: } Q_{R2} = (1000. 180.83) / 2500 = 72.332 \text{ l/s}$$

Donc:

$$\boxed{Q_{R2} = 72.332 \text{ l/s.}}$$

**IV-6-3/ Calcul du réseau de distribution (cas de pointe +Incendie) :**

Pour ce cas, nous avons considéré que l'incendie aura lieu au nœud 2.

**Tableau IV-3 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)**

N° Nœud	N° Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}$ (l/s/m)	$Q_r$ (l/s)	$0.5Q_r$ (l/s)	$Q_{ci}$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
1	1-2	457,83	0,012811	5,865	2,933	-	2,933
2	2-1	457,83		5,865	2,933	10	18,021
	2-3	301,5		3,862	1,931		
	2-4	492,88		6,314	3,157		
3	3-2	301,5		3,862	1,931	-	5,113
	3-5	496,67		6,363	3,181		
4	4-2	492,88		6,314	3,157	-	11,189
	4-6	950,81		12,181	6,090		
	4-5	303,06		3,882	1,941		
5	5-4	303,06		3,882	1,941	-	8,999
	5-3	496,67		6,363	3,181		
	5-8	605,27		7,754	3,877		
6	6-4	950,81		12,181	6,090	-	10,486
	6-10	523,07		6,701	3,350		
	6-7	163,21		2,091	1,045		
7	7-6	163,21		2,091	1,045	-	3,481
	7-20	172,33		2,208	1,104		
	7-8	207,92		2,664	1,332		
8	8-5	605,27		7,754	3,877	-	8,743
	8-9	551,69		7,068	3,534		
	8-7	207,92	2,664	1,332			
9	9-8	551,69	7,068	3,534	-	3,534	
10	10-6	523,07	6,701	3,350	-	8,896	
	10-11	237,19	3,039	1,519			
	10-12	397,8	5,096	2,548			
	10-13	230,76	2,956	1,478			
11	11-10	237,19	3,039	1,519	-	1,519	
12	12-10	397,8	5,096	2,548	-	2,548	



Tableau IV-3 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie) (suite)

N° Nœud	N° Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}$ (l/s/m)	$Q_r$ (l/s)	$0.5Q_r$ (l/s)	$Q_{ci}$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
13	13-10	230,76	0,012811	2,956	1,478		8,421
	13-14	420,68		5,389	2,695		
	13-15	293,47		3,760	1,880		
	13-16	369,8		4,737	2,369		
14	14-13	420,68		5,389	2,695		2,695
15	15-13	293,47		3,760	1,880		1,880
16	16-13	369,8		4,737	2,369		6,944
	16-17	193,83		2,483	1,242		
	16-18	323,29		4,142	2,071		
	16-19	197,13		2,525	1,263		
17	17-16	193,83		2,483	1,242		1,242
18	18-16	323,29		4,142	2,071		2,071
19	19-16	197,13		2,525	1,263		1,263
20	20-21	212,58		2,723	1,362		6,433
	20-7	172,33		2,208	1,104		
	20-22	619,44		7,935	3,968		
21	21-20	212,58		2,723	1,362		8,062
	21-23	395,48		5,066	2,533		
	21-28	650,65		8,335	4,168		
22	22-20	619,44		7,935	3,968		3,968
23	23-21	395,48		5,066	2,533		5,273
	23-24	201,19		2,577	1,289		
	23-26	226,49		2,901	1,451		
24	24-23	201,19		2,577	1,289		4,118
	24-25	441,69		5,658	2,829		
25	25-24	441,69		5,658	2,829		8,298
	25-30	163,37	2,093	1,046			
	25-33	690,44	8,845	4,422			
26	26-27	266,96	3,420	1,710		4,473	
	26-23	226,49	2,901	1,451			
	26-30	204,91	2,625	1,313			



Tableau IV-3 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie) (suite)

N° Nœud	N° Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}$ (l/s/m)	$Q_r$ (l/s)	$0.5Q_r$ (l/s)	$Q_{ci}$ (l/s)	$Q_n$ (l/s)
27	27-26	266,96	0,012811	3,420	1,710		4,754
	27-28	475,28		6,089	3,044		
28	28-27	475,28		6,089	3,044		8,828
	28-21	650,65		8,335	4,168		
	28-29	252,26		3,232	1,616		
29	29-28	252,26		3,232	1,616		1,616
30	30-25	163,37		2,093	1,046		3,344
	30-26	204,91		2,625	1,313		
	30-31	153,76		1,970	0,985		
31	31-30	153,76		1,970	0,985		9,124
	31-32	1024,98		13,131	6,565		
	31-34	245,72		3,148	1,574		
32	32-31	1024,98		13,131	6,565		6,565
33	33-25	690,44		8,845	4,422		4,422
34	34-31	245,72	3,148	1,574		1,574	

**IV-6-4/ Calcul des débits donnés par chaque réservoir pour le cas de Pointe + Incendie :**

Pour notre calcul nous avons considéré que le débit d'Incendie est donné par le réservoir

$R_1$ :

Donc:

$$Q_{R1} = 118.498 \text{ l/s.}$$

ET

$$Q_{R2} = 72.332 \text{ l/s.}$$

**IV-6-5/ Détermination Des diamètres avantageux :**

Puisque l'incendie se rencontre rarement, et pour ne pas surdimensionné les conduites le dimensionnement se fait en cas de pointe et non pas en cas de pointe plus incendie.

Pour cette raison nous avons déterminé le débit arbitraire pour chaque tronçon pour déterminer les diamètres avantageux (écoulement gravitaire), en se basant sur le tableau suivant qui donne les diamètres avantageux en fonction des débits limites.

Tableau IV-4: diamètres avantageux en fonction des débits limites

Diamètres (mm)	Débits limites (l/s)
50	<2.19
75	2.2 à 5.2
100	5.2 à 9.1
125	9.1 à 13.8
150	13.8 à 23.6
200	23.6 à 44
250	44 à 71
300	71 à 103
350	103 à 144
400	144 à 217
500	217 à 505

#### IV-7/ Vérification de la vitesse dans le réseau :

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité.

Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

- L'accumulation des dépôts solides.
- L'érosion des conduites.
- L'effet du régime transitoire.

Tableau IV-5: Détermination des diamètres avantageux:

Tronçon	Longueur (m)	Debit de Pointe (l/s)	Debit de Pointe +incendie (l/s)	Debit max (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
R1 -N6	583.4	108.498	118.498	118.498	350	1.32
N6 -N10	523.1	37.479	37.479	37.479	200	1.19
N10 -N11	237.2	1.519	1.519	1.519	80	0.30
N10 -N13	230.8	24.516	24.516	24.516	200	0.78
N13 -N15	293.5	1.88	1.88	1.88	80	0.37
N13 -N16	369.8	11.52	11.52	11.52	125	0.94
N16 -N18	323.3	2.071	2.071	2.071	80	0.41

Tableau IV-5: Détermination des diamètres avantageux (suite)

Tronçon	Longueur (m)	Debit de Pointe (l/s)	Debit de Pointe +incendie (l/s)	Debit max (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
N16 -N19	197.1	1.263	1.263	1.263	80	0.25
N6 -N4	950.8	33.195	43.195	43.195	200	1.06
N4 -N2	492.9	14.272	24.272	24.272	200	0.81
N2 -N1	457.8	2.933	2.933	2.933	80	0.58
N2 -N3	301.5	3.318	3.318	3.318	80	0.66
N5 -N3	496.7	1.795	1.795	1.795	80	0.35
N4 -N5	303.1	7.734	7.734	7.734	100	0.99
N8 -N5	605.3	3.06	3.06	3.06	80	0.60
N7 -N8	207.9	15.337	15.337	15.337	150	0.87
N6 -N7	163.2	27.338	27.338	27.338	200	0.93
N7 -N20	172.3	8.52	8.52	8.52	100	0.86
N21 -N20	212.6	1.881	1.881	1.881	80	0.93
N8 -N9	551.7	3.534	3.534	3.534	80	0.70
N28 -N21	650.7	5.802	5.802	5.802	80	0.77
N28 -N29	252.3	1.616	1.616	1.616	80	0.32
N27 -N28	475.3	16.246	16.246	16.246	150	0.84
N23 -N21	395.5	4.141	4.141	4.141	80	0.91
N26 -N23	226.5	11.482	11.482	11.482	125	0.55
N26 -N27	267.0	21	21	21	150	0.92
N30 -N26	204.9	36.955	36.955	36.955	200	1.05
R2 -N30	199.9	72.332	72.332	72.332	300	1.10
N30 -N31	153.8	17.263	17.263	17.263	150	0.98
N31 -N34	245.7	1.574	1.574	1.574	80	0.31
N30 -N25	163.4	14.77	14.77	14.77	150	0.84
N25 -N33	690.4	4.422	4.422	4.422	80	0.88
N31 -N32	1025.0	6.565	6.565	6.565	100	0.84
N25 -N24	441.7	2.05	2.05	2.05	80	0.41
N23 -N24	201.2	2.068	2.068	2.068	80	0.41
N20 -N22	619.4	3.968	3.968	3.968	80	0.79
N10 -N12	397.8	2.548	2.548	2.548	80	0.51
N13 -N14	420.7	2.695	2.695	2.695	80	0.54
N16 -N17	193.8	1,242	1,242	1,242	80	0.25

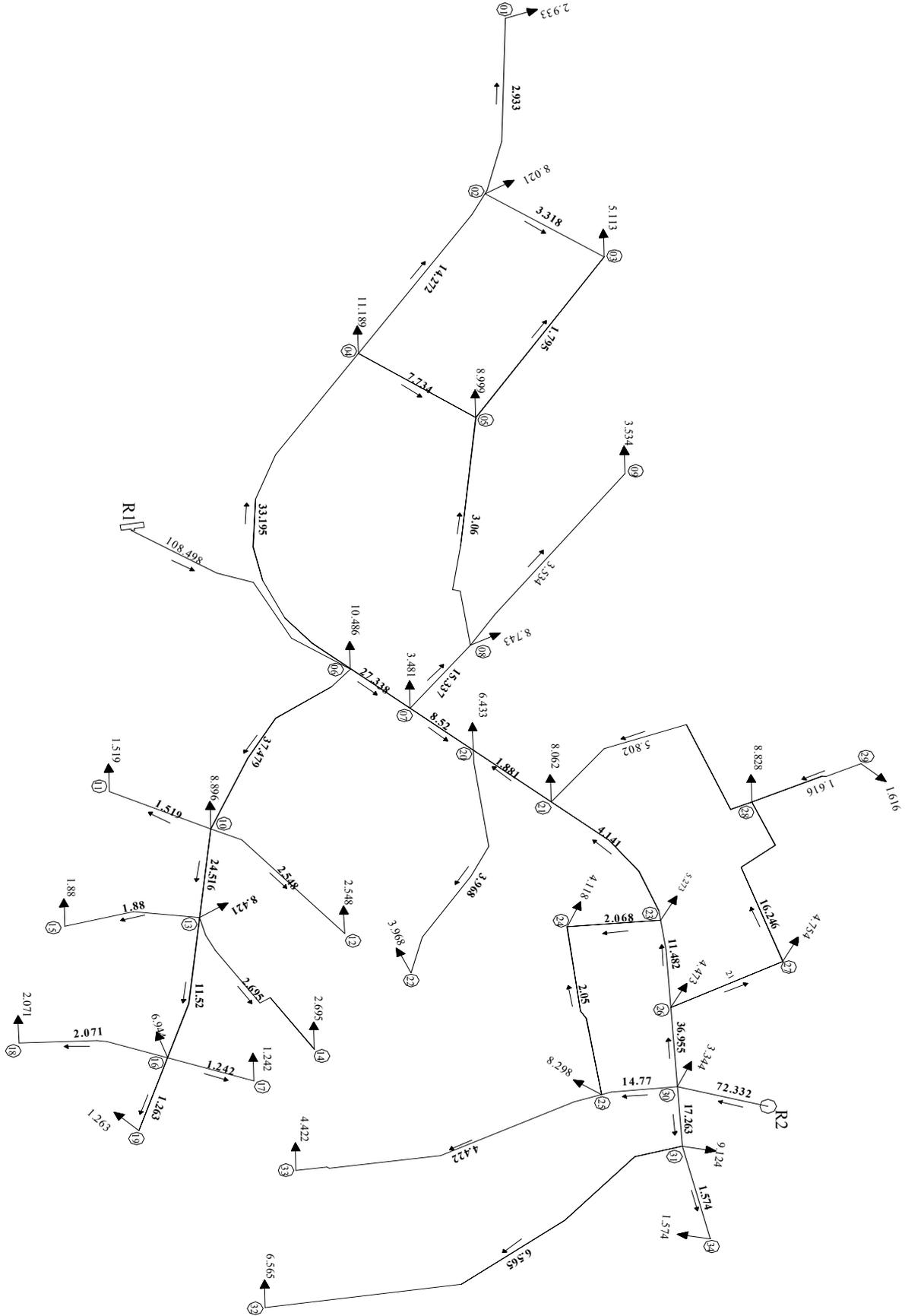


Fig. IV-2: Répartition arbitraire (cas de pointe)

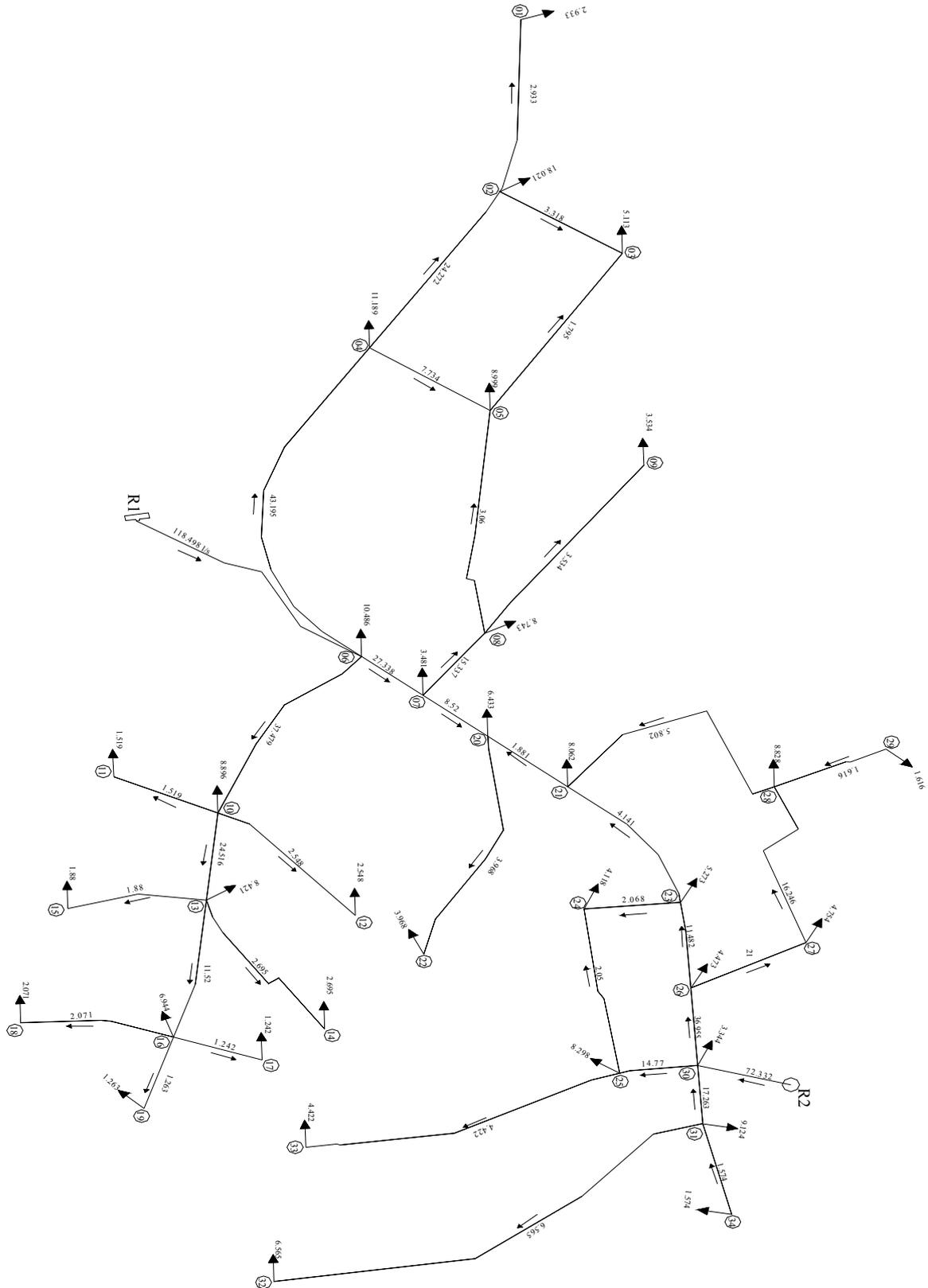


Fig. IV-3: Répartition arbitraire (cas de pointe+ incendie)



## IV-8/ Calcul du réseau par logiciel EPANET:

### IV-8-1/ présentation du logiciel :

#### IV-8-1-1/ Définition :

**EPANET** est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. **EPANET** calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

**EPANET** a 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. **EPANET** offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de chloration (ou autres retraitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

Disponible sous Windows, **EPANET** 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).

#### IV-8-1-2/ 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. **EPANET** contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.



- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- 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.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

#### IV-8-2/ Les résultats de calcul :

Les résultats de calcul de réseau se indiquées dans des tableaux selon les cas :

##### IV-8-2-1/ Cas de pointe :

Tableau IV-6: Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (HW)	Debit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC (m/km)
R1 -N6	583.4	400.0	106.0	126.747	1.009	3.588
N6 -N10	523.1	250.0	106.0	37.438	0.763	3.697
N10 -N11	237.2	80.0	106.0	1.518	0.302	2.513
N10 -N13	230.8	200.0	106.0	24.488	0.779	4.991
N13 -N15	293.5	80.0	106.0	1.878	0.374	3.721
N13 -N16	369.8	150.0	106.0	11.506	0.651	5.005
N16 -N18	323.3	80.0	106.0	2.069	0.412	4.454
N16 -N19	197.1	80.0	106.0	1.261	0.251	1.781
N6 -N4	950.8	250.0	106.0	33.195	0.676	2.96
N4 -N2	492.9	150.0	106.0	14.272	0.808	7.458
N2 -N1	457.8	80.0	106.0	2.930	0.583	8.484
N2 -N3	301.5	80.0	106.0	3.330	0.662	10.756
N5 -N3	496.7	80.0	106.0	1.776	0.353	3.358
N4 -N5	303.1	100.0	106.0	7.746	0.986	17.324
N8 -N5	605.3	80.0	106.0	3.020	0.601	8.976
N7 -N8	207.9	150.0	106.0	15.283	0.865	8.466
N6 -N7	163.2	250.0	106.0	45.639	0.930	5.337

Tableau IV-6: Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe) (suite)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (HW)	Debit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC (m/km)
N7 -N20	172.3	175.0	106.0	26.878	1.117	11.37
N20 -N21	212.6	150.0	106.0	16.488	0.933	9.741
N8 -N9	551.7	80.0	106.0	3.529	0.702	11.978
N21 -N28	650.7	80.0	106.0	3.869	0.770	14.197
N28 -N29	252.3	80.0	106.0	1.614	0.321	2.81
N27 -N28	475.3	125.0	106.0	6.563	0.535	4.3
N21 -N23	395.5	80.0	106.0	4.564	0.908	19.284
N26 -N23	226.5	80.0	106.0	2.766	0.55	7.629
N26 -N27	267.0	150.0	106.0	11.313	0.640	4.85
N30 -N26	204.9	200.0	106.0	18.548	0.59	2.987
R2 -N30	199.9	350.0	106.0	53.890	0.560	1.411
N30 -N31	153.8	150.0	106.0	17.244	0.976	10.585
N31 -N34	245.7	80.0	106.0	1.573	0.313	2.682
N30 -N25	163.4	150.0	106.0	14.758	0.835	7.938
N25 -N33	690.4	80.0	106.0	4.417	0.879	18.152
N31 -N32	1025.0	125.0	106.0	6.558	0.534	4.294
N25 -N24	441.7	80.0	106.0	2.050	0.408	4.381
N23 -N24	201.2	80.0	106.0	2.063	0.411	4.433
N20 -N22	619.4	80.0	106.0	3.963	0.789	14.85
N10 -N12	397.8	80.0	106.0	2.546	0.506	6.541
N13 -N14	420.7	80.0	106.0	2.691	0.535	7.25
N16 -N17	193.8	80.0	106.0	1.240	0.247	1,729

Tableau IV-7: Calcul des pressions (cas de pointe)

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	Cote de charge (m)	pression (m)
N1	502.5	2.93	515.53	13.03
N2	502.0	8.01	519.42	17.42
N3	500.0	5.11	516.18	16.18
N4	501.5	11.18	523.09	21.59
N5	492.3	8.99	517.84	25.54
N6	504.2	10.48	525.91	21.71
N7	500.8	3.48	525.04	24.24
N8	499.6	8.73	523.28	23.68

Tableau IV-7: Calcul des pressions (cas de pointe) (suite)

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	Cote de charge (m)	pression (m)
N9	490.0	3.53	516.67	26.67
N10	503.7	8.89	523.97	20.27
N11	495.3	1.52	523.38	28.08
N12	487.2	2.55	521.37	34.17
N13	501.0	8.41	522.82	21.82
N14	487.8	2.69	519.77	31.97
N15	493.0	1.88	521.73	28.73
N16	500.0	6.94	520.97	20.97
N17	490.1	1.24	520.63	30.53
N18	493.8	2.07	519.53	25.73
N19	494.3	1.26	520.62	26.32
N20	499.3	6.43	523.08	23.78
N21	497.3	8.06	521.01	23.71
N22	491.1	3.96	513.88	22.78
N23	500.0	5.27	513.38	13.38
N24	491.5	4.11	512.49	20.99
N25	498.4	8.29	514.42	16.02
N26	500.0	4.47	515.11	15.11
N27	497.9	4.75	513.81	15.91
N28	497.2	8.82	511.77	14.57
N29	487.0	1.61	511.06	24.06
N30	501.0	3.34	515.72	14.72
N31	499.0	9.11	514.09	15.09
N32	492.1	6.56	509.69	17.59
N33	489.5	4.42	501.89	12.39
N34	491.7	1.57	513.43	21.73
R1	525.0	- 126.75	528.00	5.00
R2	496.0	- 53.89	516.00	5.00

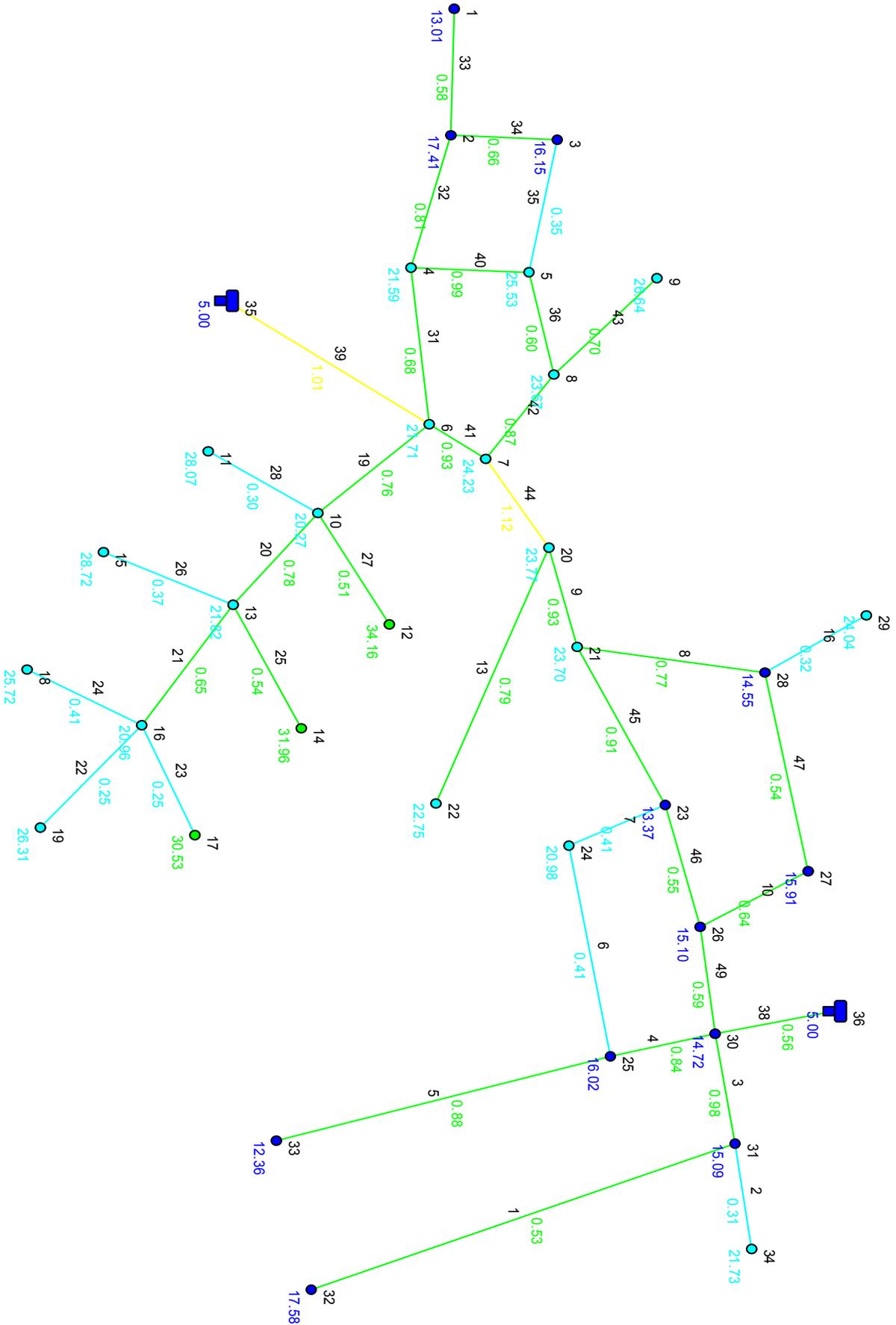


Fig. IV-4: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe)

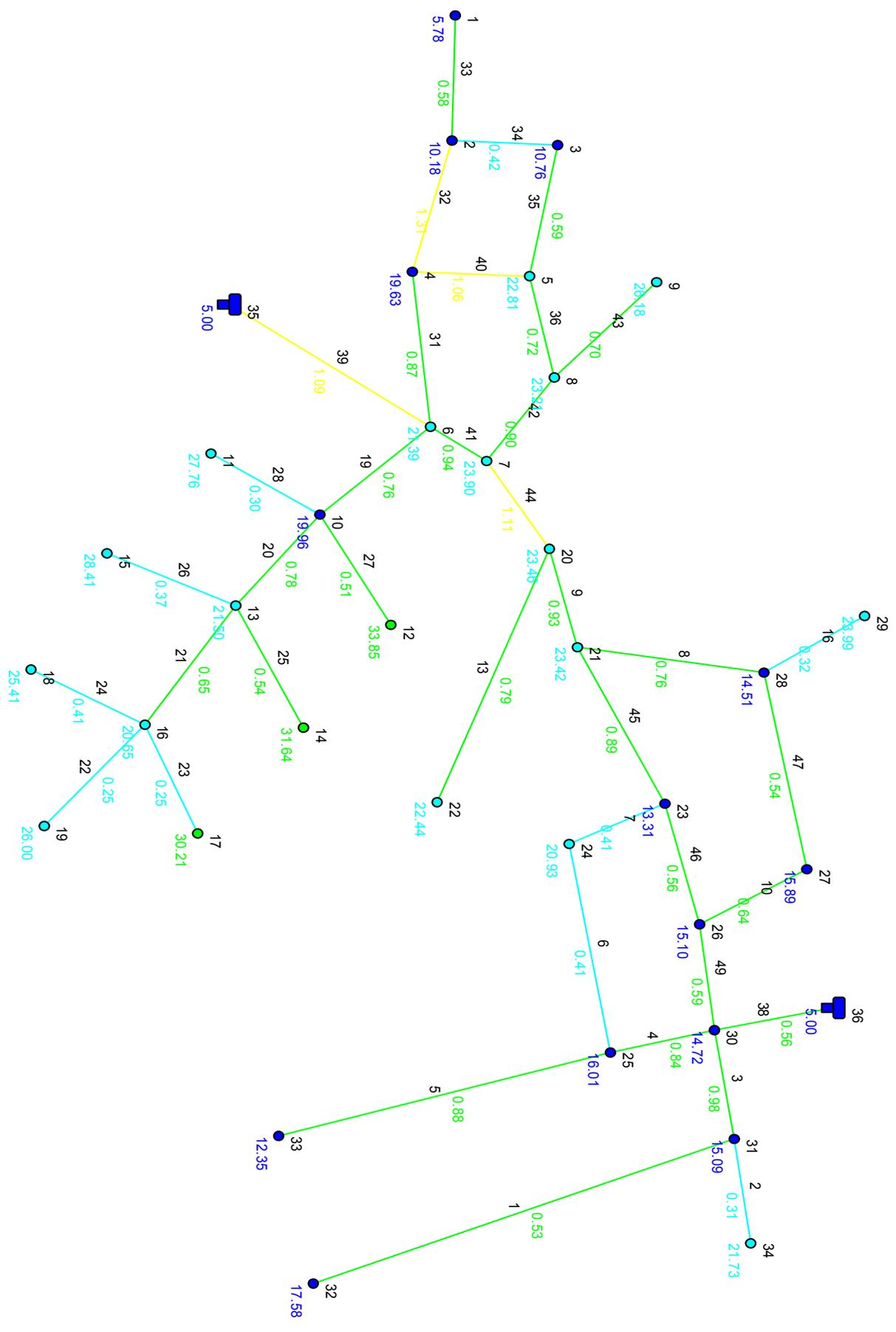


Fig. IV-5: Variation de vitesse et de pression dans le réseau (cas de pointe+ incendi)

IV-8-2-2/ Cas de pointe+incendie :

Tableau IV-8: Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + incendie)

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (HW)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC (m/km)
R1 -N6	583.4	400.0	106.0	136,75	1,09	4,12
N6 -N10	523.1	250.0	106.0	37,48	0,76	3,7
N10 -N11	237.2	80.0	106.0	1,52	0,3	2,51
N10 -N13	230.8	200.0	106.0	24,52	0,78	5
N13 -N15	293.5	80.0	106.0	1,88	0,37	3,73
N13 -N16	369.8	150.0	106.0	11,52	0,65	5,01
N16 -N18	323.3	80.0	106.0	2,07	0,41	4,46
N16 -N19	197.1	80.0	106.0	1,26	0,25	1,79
N6 -N4	950.8	250.0	106.0	42,61	0,87	4,7
N4 -N2	492.9	150.0	106.0	23,08	1,31	18,17
N2 -N1	457.8	80.0	106.0	2,93	0,58	8,51
N2 -N3	301.5	80.0	106.0	2,13	0,42	4,71
N5 -N3	496.7	80.0	106.0	2,98	0,59	8,77
N4 -N5	303.1	100.0	106.0	8,34	1,06	19,86
N8 -N5	605.3	80.0	106.0	3,64	0,72	12,71
N7 -N8	207.9	150.0	106.0	15,92	0,9	9,13
N6 -N7	163.2	250.0	106.0	46,17	0,94	5,45
N7 -N20	172.3	175.0	106.0	26,77	1,11	11,28
N20 -N21	212.6	150.0	106.0	16,37	0,93	9,61
N8 -N9	551.7	80.0	106.0	3,53	0,7	12,01
N21 -N28	650.7	80.0	106.0	3,82	0,76	13,85
N28 -N29	252.3	80.0	106.0	1,62	0,32	2,82
N27 -N28	475.3	125.0	106.0	6,63	0,54	4,38
N21 -N23	395.5	80.0	106.0	4,49	0,89	18,74
N26 -N23	226.5	80.0	106.0	2,82	0,56	7,91
N26 -N27	267.0	150.0	106.0	11,38	0,64	4,9
N30 -N26	204.9	200.0	106.0	18,68	0,59	3,02
R2 -N30	199.9	350.0	106.0	54,08	0,56	1,42
N30 -N31	153.8	150.0	106.0	17,26	0,98	10,61
N31 -N34	245.7	80.0	106.0	1,57	0,31	2,69
N30 -N25	163.4	150.0	106.0	14,8	0,84	7,97

**Tableau IV-8: Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + incendie) (suite)**

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (HW)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	PdC (m/km)
N25 -N33	690.4	80.0	106.0	4,42	0,88	18,19
N31 -N32	1025.0	125.0	106.0	6,57	0,53	4,3
N25 -N24	441.7	80.0	106.0	2,08	0,41	4,49
N23 -N24	201.2	80.0	106.0	2,04	0,41	4,35
N20 -N22	619.4	80.0	106.0	3,97	0,79	14,89
N10 -N12	397.8	80.0	106.0	2,55	0,51	6,55
N13 -N14	420.7	80.0	106.0	2,69	0,54	7,27
N16 -N17	193.8	80.0	106.0	1,24	0,25	1,73

**Tableau IV-9: Calcul des pressions (cas de pointe + incendie) :**

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	Cote de charge (m)	pression (m)
N1	502.5	2.93	508,28	5,78
N2	502.0	18.02	512,18	10,18
N3	500.0	5.11	510,76	10,76
N4	501.5	11.19	521.13	19.63
N5	492.3	9.00	515,11	22,81
N6	504.2	10.49	525.59	21.39
N7	500.8	3.48	524,70	23.90
N8	499.6	8.74	522.81	23.21
N9	490.0	3.53	522,81	23,21
N10	503.7	8.90	523,66	19,96
N11	495.3	1.52	5223.06	27.76
N12	487.2	2.55	521,05	33,85
N13	501.0	8.42	522,50	21,50
N14	487.8	2.69	519,44	31,64
N15	493.0	1.88	521,41	28,41
N16	500.0	6.94	520,65	20,65
N17	490.1	1.24	520,31	30,21
N18	493.8	2.07	519,21	25,41
N19	494.3	1.26	520,30	26.00
N20	499.3	6.43	522,76	23,46
N21	497.3	8.06	520.72	23.42
N22	491.1	3.96	513,54	22,44

Tableau IV-9: Calcul des pressions (cas de pointe + incendie) (suite)

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	Côte de charge (m)	pression (m)
N23	500.0	5.27	513,31	13,31
N24	491.5	4.12	512.43	20.93
N25	498.4	8.30	514.41	16.01
N26	500.0	4.47	515,1	15,1
N27	497.9	4.75	513.79	15.89
N28	497.2	8.83	511.71	14.51
N29	487.0	1.62	510.99	22.99
N30	501.0	3.34	515.72	14.72
N31	499.0	9.12	514,09	15,09
N32	492.1	6.57	509.68	17.58
N33	489.5	4.42	501,85	12,35
N34	491.7	1.57	513.43	21.73
R1	525.0	- 136.75	528	5
R2	496.0	- 53.89	516	5

#### IV-9/ Equipement du réseau de distribution :

##### IV-9-1/ Type de canalisation :

Comme nous allons dit au début de ce chapitre, le réseau sera constitué de tuyaux en acier de diamètres variés entre 80 et 400, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- Ils supportent des pressions élevées ;
- Une résistance aux contraintes (choc, écrasement, déplacement du terrain) est supérieure à celle des tuyaux en matière plastiques et en fonte ;
- Ils peuvent être adaptés à toutes les conditions de service si dures soient – elles ;
- Ils offrent une bonne flexibilité ;
- Disponible sur le marché.

##### IV-9-2/ Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisé pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

###### IV-9-2-1/ Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.



Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue 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).

#### **IV-9-2-2/ Bouches ou poteau d'incendie :**

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

#### **IV-9-2-3/ Clapets :**

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu. On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

#### **IV-8-2-4/ Ventouses :**

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

#### **IV-9-2-5/ Robinets de vidange :**

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

#### **IV-9-2-6/ Bouche d'arrosage :**

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

#### **IV-9-2-7/ pièces spéciales de raccord :**

a) **les Tés** : on envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

b) **les coudes** : utilisés en cas de changement de direction.

c) **les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de différents diamètres.

d) **Les bouts d'extrémités** : pour la mise en place d'appareils hydrauliques.

Toutes les vannes de réseau sont représentées dans l'annexe III

#### **IV-10/ Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons et nœuds; pour un bon fonctionnement du système d'alimentation.



## ***CHAPITRE V***

# ***L'ADDITION***



### **V-1/ Introduction :**

N'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Et pour ces trois cas on a le facteur topographie qui rentre en jeu. Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

- Ventouse aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.
- Vidange aux points bas.
- Vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite.
- Savoir comment fonctionne une adduction permet d'éviter :
- Des dysfonctionnements (fontaine non alimentée),
- Les dégâts (surpression, dépressions...),
- L'entrée de polluants par fonctionnement en dépression,
- L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air,
- Des coûts exagérés.

En vu de dimensionner cette conduite d'adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

### **V-2/ Choix du tracé (condition technique) : [3]**

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement sera tenu compte de certain impératif que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter

Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;

- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression.
- Éviter les forets, bois et zones marécageuses
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

### **V-3/ Choix du type de tuyaux : [6], [7]**

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture et le transport.

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en acier, qui sont plus économique que celle en fonte, vu les avantages qu'elles présentent :



- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes (3 à 20 bars).
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adaptent aux reliefs plus ou moins accidentés.
- Le seul inconvénient c'est le risque de la corrosion qui nécessite un revêtement intérieur.

#### V-4/ Conditions économique :

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et de la station de pompage sont dépendantes c'est à dire que :

- Plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus la perte de charge sera grande d'où l'énergie dépensée sera importante.
- Les frais d'exploitation de la station de pompage sont décroissants quand le diamètre augmente, par suite la diminution des pertes de charge.

#### V-4-1/ Calcule du diamètre économique «D<sub>ec</sub>»: [3]

La détermination de ce diamètre se fait par le calcul technico-économique suivant des différentes étapes et qui sont les suivantes :

Une première étape consiste à déterminer le diamètre de la conduite à l'aide d'une formule donnant le diamètre économique.

Parmi celles, on prend celle de BONIN qui permet d'éviter les dépôts dans la canalisation.

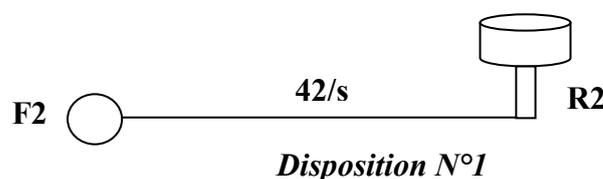
Donc on aura :

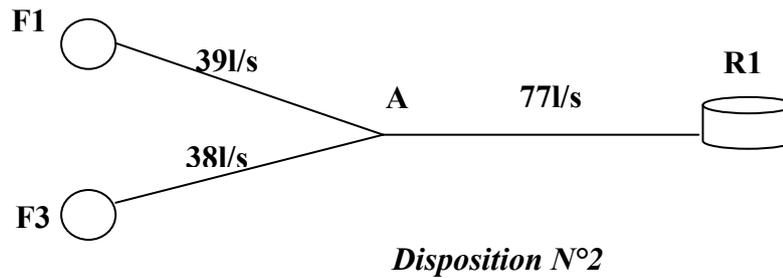
$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

Avec : Q = le débit transitant sur la conduite en m<sup>3</sup>/s

D<sub>ec</sub> = diamètre économique en (mm).

Les trois forages sont installés comme le schéma suivant :





**1/F1-A:**

$Q = 32 \text{ l/s}$  d'où:  $D_{ec} = \sqrt{0.039} = 197.48 \text{ mm} \longrightarrow D_{ec} = 200 \text{ mm}$

**2/F3-A :**

C'est un forage qu'on a projeté pour combler le déficit de consommation.

$Q = 38 \text{ l/s}$  d'où:  $D_{ec} = \sqrt{0.038} = 194.94 \text{ mm} \longrightarrow D_{ec} = 200 \text{ mm}$

**3/A- R<sub>1</sub> :**

$Q = 39 + 38 = 77 \text{ l/s}$ . d'où:  $D_{ec} = \sqrt{0.077} = 277.49 \text{ mm} \longrightarrow D_{ec} = 300 \text{ mm}$

**4/F2-R<sub>2</sub> :**

$Q = 35 \text{ l/s}$  d'où:  $D_{ec} = \sqrt{0.042} = 204.94 \text{ mm} \longrightarrow D_{ec} = 200 \text{ mm}$

**V-4-2/ Les pertes de charges : [7], [2], [3]**

Le gradient de pertes de charge est déterminé à partir de la formule de DARCY-WEIBACH :

$$j = \frac{\lambda \cdot v^2}{2 \cdot g \cdot D}$$

Avec :

$j$  : gradient des pertes de charge.

$V$  : vitesse en (m/s)

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

$D$  : diamètre en (m)

$\lambda$  : coefficient de frottement donné.

Soit :

Par la formule de COLEBROOK ou par NIKURADZE.

En régime turbulent rugueux ( $Re > 560 \frac{D}{\epsilon}$ ), le coefficient de frottement est donné par la formule de NIKURADZE.

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\epsilon}{D}\right)^{-2}$$



En régime transitoire ( $10 \frac{D}{\varepsilon} \leq Re \leq 560 \frac{D}{\varepsilon}$ )

Le coefficient de frottement est donné par la formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0.86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

$\varepsilon$  : rugosité en (m) (pour l'acier on prend  $\varepsilon=1\text{mm}$ )

$Re$  : nombre de REYNOLDS.

$$Re = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D \cdot \gamma}$$

Q débit véhiculé en ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

$\gamma$  : viscosité cinématique de l'eau à  $20^\circ\text{c}$

$$\gamma = 10^{-6} \text{ (m}^2/\text{s)}.$$

- **les pertes de charge linéaires** : sont déterminé par la formule suivante :

$$\Delta H_L = j \cdot L.$$

- **les pertes de charge singulières** : sont estimées à 10% de pertes charges linéaires

Donc :

$$\Delta H_S = 10\% \Delta H_L = 0.10 \Delta H_L = 0.10 j \cdot L$$

Donc :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S$$

Avec :

$\Delta H_T$  : pertes de charges totales

$\Delta H_L$  : pertes de charges linéaires

$\Delta H_S$  : pertes de charges singulières

L : longueur géométrique de la conduite de refoulement

Et : 
$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 \Delta H_L = 1.10 \Delta H_L$$

$$\Delta H_T = 1.10 L \cdot \frac{\lambda \cdot V^2}{2g \cdot D}$$

Le tableau suivant donne la perte de charge totale des adductions.

**Tableau V-1 : Détermination des pertes de charges :**

Adduction	Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	D (mm)	V ( $\text{m}/\text{s}$ )	$\lambda$	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_t$ (m)
F1-A	0,039	200	1,24	0,0308	7,27	8,00
F3-A	0,038	200	1,21	0,0308	6,21	6,83
A-R1	0,077	300	1,09	0,0274	3,56	3,92
F2-R2	0,042	200	1,34	0,0308	3,03	3,34



### V-4-3/ Détermination de la hauteur manométrique totale :

#### V-4-3-1/ Disposition N°1 :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (Hg), des pertes de charges totales (H<sub>T</sub>) et des pertes de charges à l'aspiration (ΔH<sub>asp</sub>)

Hg : égale à la différence des cotes d'arrivée au réservoir et du niveau dynamique du forage.

$$H_g = T_p - N_D = 516 - (490 - 178) = 204 \text{ m}$$

T<sub>p</sub> : trop plein du réservoir

N<sub>D</sub> : niveau dynamique du forage.

H<sub>asp</sub> : pertes de charges à l'aspiration estimées à 0.50 m

On a la relation suivante pour calculer H<sub>MT</sub>

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_T + \Delta H_{asp}$$

$$H_{MT} = 204 + 3.34 + 0.5 = 207.84 \text{ m}$$

$$\boxed{H_{MT2} = 207.84 \text{ m}}$$

#### V-4-3-2/ Disposition N°2 :

Dans cette disposition, la hauteur géométrique totale égale à la différence entre la cote piézométrique au niveau de la pompe (C<sub>PF</sub>) et le niveau dynamique du forage (N<sub>D</sub>).

##### Forage N°1 :

$$C_{PF1} = C_A + \Delta H_{F1-A} = C_{TPR1} + \Delta H_{A-R1} + \Delta H_{F1-A} \text{ d'où}$$

$$C_{PF1} = 529 + 3.92 + 8,00 = 540.92 \text{ m}$$

##### Forage N°3 :

$$C_{PF3} = C_A + \Delta H_{F3-A} = C_{TPR1} + \Delta H_{A-R1} + \Delta H_{F3-A} \text{ d'où}$$

$$C_{PF3} = 529 + 3.92 + 6.83 = 539.75 \text{ m}$$

**Donc :**  $H_{MT} = C_{PF} - N_D$

$$H_{MT1} = C_{PF1} - N_{D1}$$

$$H_{MT1} = 540.92 - (500 - 181) = 221.92 \text{ m}$$

$$\boxed{H_{MT1} = 221.92 \text{ m}}$$

$$H_{MT3} = C_{PF1} - N_{D1}$$

$$H_{MT3} = 539.75 - (498 - 180) = 221.75 \text{ m}$$

$$\boxed{H_{MT3} = 221.75 \text{ m}}$$



***V-5/ Conclusion:***

Le choix du diamètre a été imposé pour les paramètres suivants :

Technique : suivant le débit la perte de charge raisonnable et bonne vitesse entre 0,5 et 1,5 m/s;

Economique : suivant le choix de pompage et l'amortissement.

Pour ce qui est de la nature de la canalisation elle fait l'objet de choix dû à la nature du terrain et les contraintes économiques du pays.



## *CHAPITRE VI*

# *PROTECTION DES CONDUITES*



## **VI-1/ Protection des conduites contre le coup de bélier :**

### **VI-1-1/ Définition : [3]**

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

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé net dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme.

### **VI-1-2/ Causes du coup de bélier :**

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

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

### **VI-1-3/ Les risques dus aux coups de bélier : [8]**

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

#### **VI-1-3-1/ Risque de surpression :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).



**VI-1-3-2/ Pression négative :**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Le phénomène de cavitation une fois apparu peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

**VI-1-3-3/ Fatigues des conduites :**

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue pour le matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

**VI-1-4/ Moyens de protection contre le coup de bélier : [8]**

Les appareils anti bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression.
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection les surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

**VI-1-4-1/ Les volants d'inertie :**

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

**VI-1-4-2/ Les soupapes de décharge :**

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

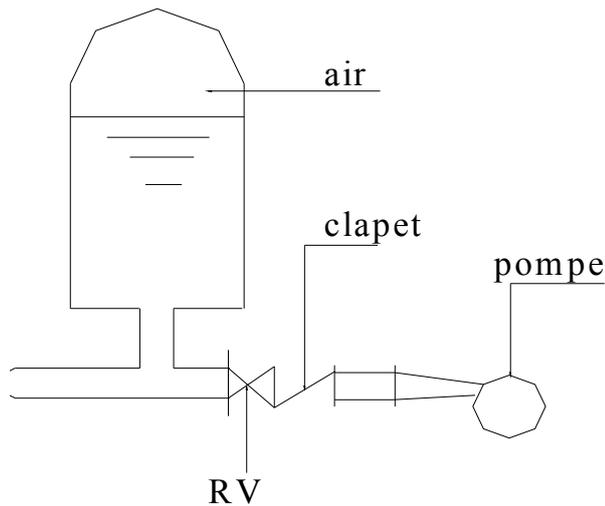


Fig.VI-1 Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

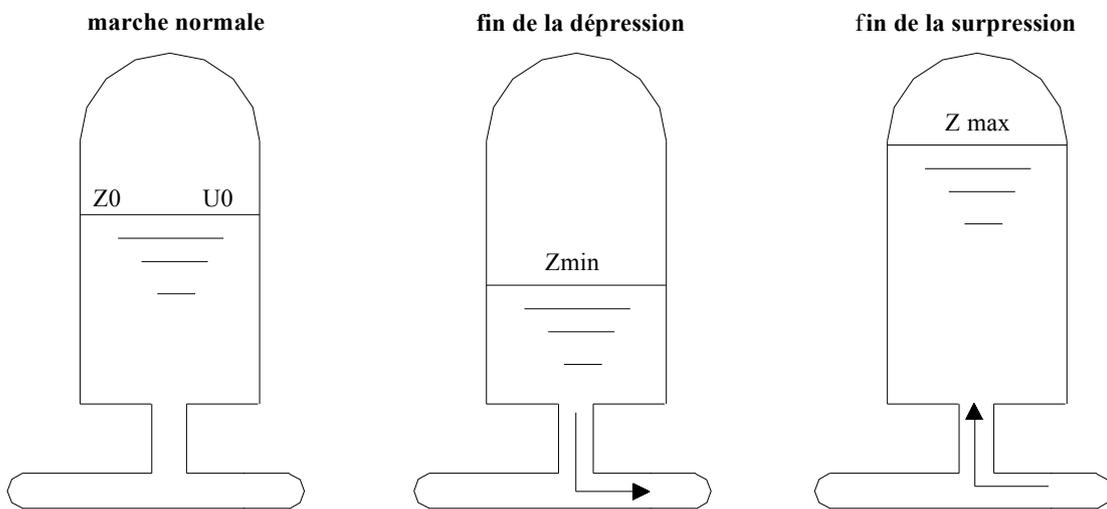


Fig. VI-2 Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir

**VI-1-4-3/ Les réservoirs d'air :**

L'alimentation continue de veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement.

**VI-1-4-4/ Les cheminées d'équilibre :**

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.



### VI-1-5/ Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

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

#### VI-1-5-1/ Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par  $a$ .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est :  $L$  le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est  $\frac{L}{a}$ . Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

#### VI-1-5-2/ Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{2L}{a}$  depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

#### VI-1-5-3/ Phase 03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{3L}{a}$  depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

#### VI-1-5-4/ Phase 04:

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps  $\frac{L}{a}$  c'est-à-dire à  $\frac{4L}{a}$  depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc  $\frac{4L}{a}$ . [1]

### VI-1-6/ Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)}$$



Où  $D$  : diamètre intérieur de la conduite en (m).

$E$  : épaisseur du tuyau en (m).

$K$  : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

**$K= 0.5$  pour l'acier.**

$K= 1$  pour la fonte.

$K= 5$  pour le plomb et le béton.

$K= 33$  pour le PVC.

### VI-1-7/ Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

#### VI-1-7-1/ Cas de la fermeture brusque :

$T$  : inférieur à  $\frac{2L}{a}$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$B = \frac{aV_0}{g} \quad (\text{m})$$

Où  $V_0$  : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

$g$  : accélération de la pesanteur  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

#### VI-1-7-2/ Cas de la fermeture lente :

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à  $\frac{2L}{a}$  c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde la valeur du coup de bélier est donné par la formule de MICHAUND :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m})$$

$L$  : la longueur de la conduite (m).

#### **Remarque :**

La formule de MECHAUD n'est valable que pour une loi de fermeture correspondant à une variation linéaire du débit loi qui est rarement réalisée en pratique.

Pour les conduites de refoulement (notre cas) il est possible d'avoir comme valeur de la pression dans une conduite :



Chapitre VI

Cas de la surpression :

$$H_{\max} = H_g + \frac{aV_0}{g}$$

Cas de la dépression :

$$H_{\min} = H_g - \frac{aV_0}{g} \quad \text{Comme valeur minimal.}$$

On fait le calcul pour les conduites de refoulement des trois des forages.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI-1 : Calcul Du Coup De Béliet

Adduction	D (mm)	L (m)	e (mm)	K	a (m/s)	V <sub>0</sub> (m/s)	H <sub>g</sub> (m)	B (m)	H <sub>max</sub> (m)	H <sub>min</sub> (m)
F1-R1	200	1245	5	0.5	1197.91	1.24	209	151.67	360.67	57.33
F2-R2	200	216	5	0.5	1197.91	1.34	204	163.33	367.33	40.67
F3-R1	200	1185	5	0.5	1197.91	1.21	210	147.78	357.78	62.22

VI-1-8/ Calcul simplifié d'un réservoir d'air: [8]

*Exemple : refoulement forage N°2- R2*

Le calcul est basé sur l'abaque de VIBERT qui donne le volume U<sub>0</sub> de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V<sub>0</sub>.

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z<sub>0</sub>, Z<sub>min</sub> et Z<sub>max</sub>.

Z<sub>0</sub> : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

Z<sub>min</sub> : pression absolue relative à la dépression.

Z<sub>max</sub> : pression absolue relative à la surpression.

L'expression donnant U<sub>0</sub> est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2 \cdot LS}{2gZ_0 \cdot f(Z/Z_0)}$$

U<sub>0</sub> : volume de l'air en m<sup>3</sup>.

V<sub>0</sub> : Vitesse d'écoulement m /s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m.

Pour notre cas : S=0.031m<sup>2</sup>.

La charge tenant compte du coup de béliet :

$$H_g + \frac{aV_0}{g} = 367.33 \text{ m.}$$



La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 = 214 \text{ m.}$$

La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Hg + \frac{aV_0}{g} + 10 = 377.33 \text{ m.}$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = \frac{377.33}{214} = 1.76$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} = 0,0915 \text{ m}$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = 4,276 * 10^{-4}$$

Abaque de **VIBERT** :

$$\frac{U_0}{LS} = 3,6 * 10^{-3} \Rightarrow U_0 = LS * 3,6 * 10^{-3} = 216 * 0,031 * 3,6 * 10^{-3} = 0,024 \text{ m}^3$$

$$\text{Et } \frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,625 \Rightarrow Z_{\min} = 133.75 \text{ m}$$

$$U_0 Z_0 = U_{\max} Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 Z_0}{Z_{\min}} = 0,0384 \text{ m}^3 = 38,4 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité :  $U_f = 50$  litres.

**Remarque :**

La méthode de **VIBERT** est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air ; et on a la choisie parce qu'elle est valable pour les petites installations (comme notre cas).

**VI-1-9/ Conclusion :**

Pour éviter et limiter un peu le risque du coup de bélier sur la conduite de refoulement, il faut bien dimensionner le réservoir anti-bélier, ainsi que le dimensionnement correct de la conduite de refoulement c'est à dire :

Tenir compte de la valeur majeure du coup de bélier.

C

## anti-béliers - surpression - régulation

**Charlatte sa**

17, rue Paul-Bert, 89400 MIGENNES ( France)  
B.P. 29 - Tél. (86) 80.00.12 - Télex 800160

1. Réservoir en tôle d'acier soudée.
2. Vessie butyl alimentaire interchangeables.
3. Orifice de visite.
4. Sortie standard fileté mâle 26 x 34.  
Option 40 x 49, 50 x 60 ou 50 à bride PN 25.
5. Valve de gonflage.
6. Bouchon du protecteur de valve.
7. Protecteur de valve.
8. Piquage pour prise manomètre 1/2".
9. Piquage pour vidange 3/8".

Capacité	Réf.	P.S.	P.E.	Poids
50 litres	22688	25	37,5	35,500 kg

Sortie	Référence	A
26 x 34 (1")	22617 SIB	1020
40 x 49 (1"1/2)	22618 SIB	1020
50 x 60 (2")	22619 SIB	1020
DN 50 à bride PN 25	22620 SIB	1040

Cotes données à titre indicatif et pouvant être modifiées sans préavis. 1/01/83

50 litres

### ANTI-BELIER HYDROCHOC

### SURPRESSEUR D'EAU HYDROFORT

PRESSION DE SERVICE : 25 bars – PRESSION D'EPREUVE : 37,5 bars

Fig. VI-3: schéma d'un réservoir anti bélier.



## VI-2/ Protection des conduites contre la corrosion:

### VI-2-1/ Généralités:

La corrosion est l'action des éléments naturels dans leur tendance à défaire ce que l'homme a élaboré par son travail et à grand frais d'énergie, à partir des matériaux que lui offre la terre.

Elle engendre aussi bien pour les particuliers que pour les collectivités et les états des coûts de renouvellement très importants, des conséquences techniques fâcheuses et des risques pour l'homme lui-même.

Nos ouvrages sont ne général enterrés, inaccessibles à l'examen, se laissant même "oublier", dans un milieu particulièrement agressif du fait de son hétérogénéité et du grand nombre d'élément ou d'une impureté qu'il contient.

Ce milieu trop varié ne se prête guère aux études scientifiques en laboratoire que sur le site. C'est la raison pour la quelle il faut se préoccuper des phénomènes de corrosion et développer des techniques pour se prémunir de ses effets.

#### **Définitions :**

La corrosion est définie par la destruction lente ou progressive des métaux qui se produit sous l'effet des réactions chimiques ou électrochimiques lorsqu'ils sont en contacts avec un milieu aqueux ou gazeux.

Les métaux élaborés industriellement à partir d'un minerai ont tendance à se transformer en composés chimique nouveaux de plus en plus stables (en d'autres termes les métaux ne sont pas en équilibre thermodynamique avec le milieu ambiant).

La corrosion est donc caractérisée par un ensemble de réactions qui aboutissent à un équilibre thermodynamique aux dépens du métal.

Ce phénomène, très complexe, est lié au milieu d'attaque, à la nature du métal ainsi qu'aux conditions d'emplois et au temps et touche plus particulièrement les conduites en acier.

### VI-2-2/ Les facteurs influençant la corrosion :

Les principaux facteurs qui conditionnent l'importance et la nature de la corrosion des conduites sont :

- L'eau elle-même n'a pas un caractère corrosif par contre certains éléments qui peuvent lui conférer ont des effets importants sur la corrosion.



- Le PH de l'eau dépend de la teneur en gaz dissout tel que CO<sub>2</sub> et H<sub>2</sub>S. Pratiquement, si son PH de est inférieur à 10, l'eau a un effet corrosif envers l'acier donc pour diminuer la corrosion on a intérêt à augmenter le PH de l'eau tout en veillant sur son oxydation.
- La température : les fortes variations de la température entraînent l'accélération de la corrosion. Par exemple pour une variation de 30° le taux de corrosion est multiplié de deux jusqu'à trois.
- Le métal : les conduites en acier enterrées dans un milieu de potentiels différents seront constamment attaquées si une protection n'est pas envisagée [6].

### VI-2-3/ Mécanisme de la corrosion :

La corrosion d'un métal se produit par oxydation c'est-à-dire par perte d'électrons. Le métal devient alors ion positif entre en solution et se combine avec un autre ion négatif rencontré dans cette solution. Par exemple la réaction d'oxydation du fer peut être écrite de la manière suivante :



Et peut se poursuivre sous la forme :



### VI-2-4/ Classification de la corrosion:

La corrosion peut être classée selon deux aspects :

#### VI-2-4-1/ Aspects morphologique de la corrosion:

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

##### a) Corrosion uniforme:

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

##### b) Corrosion par piqûre :

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

##### c) Corrosion inter-granulaire :

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



**d) Corrosion trans-granulaire :**

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

**VI-2-4-2/ Modes de formation de la corrosion :**

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

**a) Corrosion électrochimique :**

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

L'aspect électrochimique de la corrosion se manifeste par la formation de diverses piles en phénomènes primaires:

- **Corrosion par formation de pile :**

L'attaque d'une conduite métallique posée dans le sol peut se comparer à ce qui se passe lorsque l'on plonge dans un bac d'électrolyte deux métaux différents.

Dans le cas d'une conduite, cette dernière jouera le rôle d'anode et se trouve attaquée. C'est ainsi que les métaux peuvent se classer suivant leur potentiel normal par rapport à une électrode de référence (l'électrode à hydrogène, par exemple).

Le tableau suivant donne le potentiel de quelques métaux:

**Tableau VI-1 le potentiel normal des métaux**

Métaux	Potentiel normal à 25°
Hydrogène	0
Cuivre	0,329
Etain	0,192
Fer	0,34
Zinc	0,77
Aluminium	1,28
Magnésium	1,49

Une différence de potentiel se manifeste lorsque les deux électrodes sont constituées par un même métal.

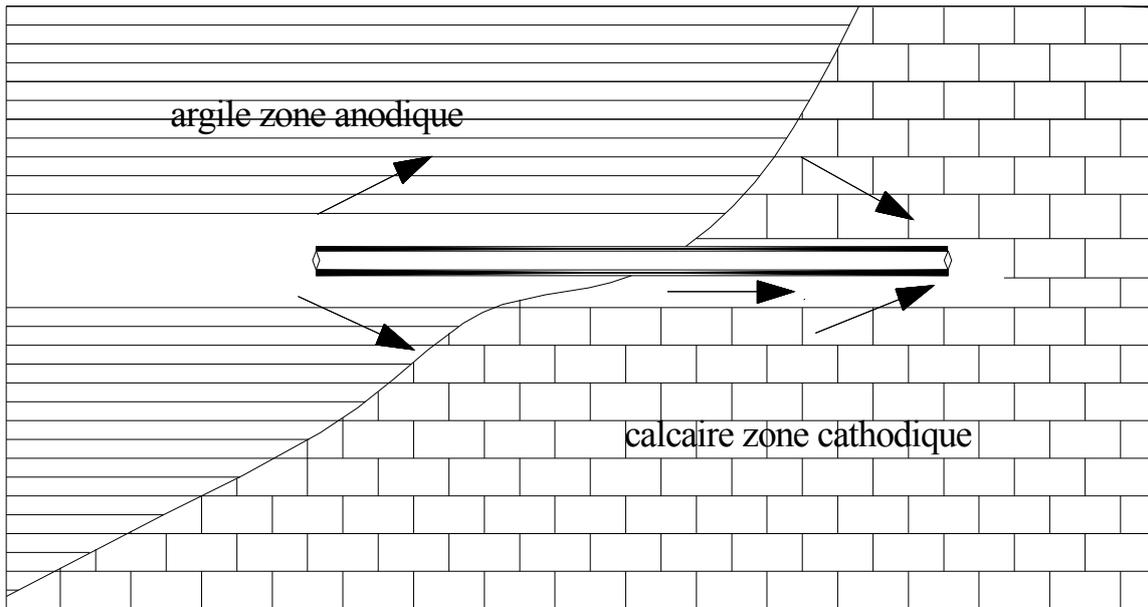


Fig. VI-4 : corrosion par formation de pile

- **Pile de concentration :**

Elle s'obtient quand on plonge deux électrodes de même métal dans un électrolyte à concentrations différentes.

En termes d'illustration nous citons l'exemple suivant :

Les terres argileux humides et peut aérés sont anodiques par contre les terres calcaires sableux secs et bien aérés sont cathodiques ceci représente un électrolyte à des concentrations différentes.

Les phénomènes secondaires se manifestent par des :

- Equilibres électrochimiques;
- Oxydoréduction

Notre étude sera basée sur la corrosion électrochimique car elle est la plus couramment rencontrée.

**b) Corrosion biochimique :**

Dans certaines conditions climatiques, la corrosion des structures métalliques enterrées peut être accélérée par l'activité de certains bactéries de la manière suivante :

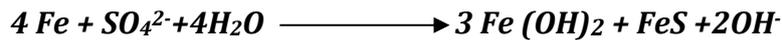
- Formation de dépôts d'algues, bactéries, levures et moisissures, qui provoque une aération différentielle qui peut causer des corrosions par piqûres.
- Libération d'agents chimiques agressifs : en absence d'oxygène les bactéries libère des acides organiques tel que les lactiques citriques, ces dernières provoquerons un abaissement local du PH ainsi une attaque du métal.



- L'activation anodique par oxydation des ions métalliques : certains micro-organismes métabolisent le fer ferreux, ce qui favorise la dissolution du métal en contact avec le milieu aqueux, entre autre certaines bactéries transforme le fer ferreux en hydroxyde ferrique hydraté :

- **La corrosion cathodique :**

Ce type de corrosion est fréquent dans les canalisations enterrées, en terrain argileux anaérobies. L'ensemble des réactions, pour le fer, est donné par l'équation suivante :



### VI-2-5/ protection contre la corrosion :

Les phénomènes conduisant à la corrosion des métaux est d'origine électrochimique. Pour les éviter, il est nécessaire de minimiser les réactions d'oxydation [3].

Il existe plusieurs procédés pour empêcher ou du moins ralentir la corrosion :

#### VI-2-5-1/ Les revêtements :

Pour que les réactions anodiques et cathodiques ne se produisent pas, le métal doit être isolé du milieu corrodant à l'aide des revêtements. Ces derniers peuvent être, soit d'un autre métal où alliage moins sensibles à la corrosion, soit de matières plastiques où des peintures, soit des oxydes protecteurs formés à partir du métal lui-même (oxydation anodique), soit en fin des couches passives obtenues en maintenant le métal à un certain potentiel.

##### a)- Revêtements à protection passive :

Ce revêtement à pour effet de soustraire le support à l'action du milieu environnant, il s'agit d'une barrière d'épaisseur variable neutre vis-à-vis du milieu extérieur et du support selon ses qualités propres (nature, épaisseur, étanchéité).

##### b)- Revêtements à protection actives :

Dans ce cas le mécanisme de protection place le support dans un domaine de non corrodabilité, soit par le revêtement lui même (revêtement galvanique, cimentation) soit par un système de protection complémentaire (protection cathodique).

#### VI-2-5-2/ Traitement du milieu :

On traite le milieu corrodant (l'eau en particulier) pour diminuer ces caractères de corrosivités, ces traitements peuvent parfois conduire à substituer à un type de corrosion grave, un autre moins grave (corrosion par piqûre devenant corrosion uniforme) pour le ralentissement de la corrosion.

Le traitement du milieu corrodant peut être aussi destiné à provoquer l'apparition des dépôts protecteurs adhérents et continus, ce qui ramène ainsi au cas précédant (dépôt calco-ferrique obtenu à partir des eaux naturelles).



VI-2-5-3/ Protection cathodique :

a)- Principe:

La protection cathodique consiste en l'abaissement du potentiel de la structure protégée (conduite en acier) à un niveau suffisamment bas pour que la corrosion soit éliminée sous l'effet d'un courant cathodique. Cette méthode peut se faire de deux façons :

- Soit à relier la conduite d'une part à une source d'énergie électrique et d'autre part à une anode enfouie dans le sol.
- Soit à constituer avec un métal plus électro négatif que le fer une pile où le fer jouera le rôle de cathode [4].

b)- Critère de protection cathodique:

Si le principe est simple, l'application est plus difficile. C'est pourquoi les praticiens ont adopté plusieurs critères de protection cathodique souvent basés sur l'expérience. Le critère le plus utilisé est le critère de potentiel car c'est le plus aisé à appréhender.

Les études faites par M. POURBAIX ont permis de déterminer le seuil théorique d'immunité d'un métal plongé dans une solution en équilibre avec ces ions. Ce seuil est déterminé à l'aide des diagrammes construits par ce dernier. Ces diagrammes (de Pourbaix) sont des diagrammes théoriques dont la construction est basée sur les équilibres chimiques et électrochimiques. La figure VI-5 donne le diagramme de Pourbaix du fer.

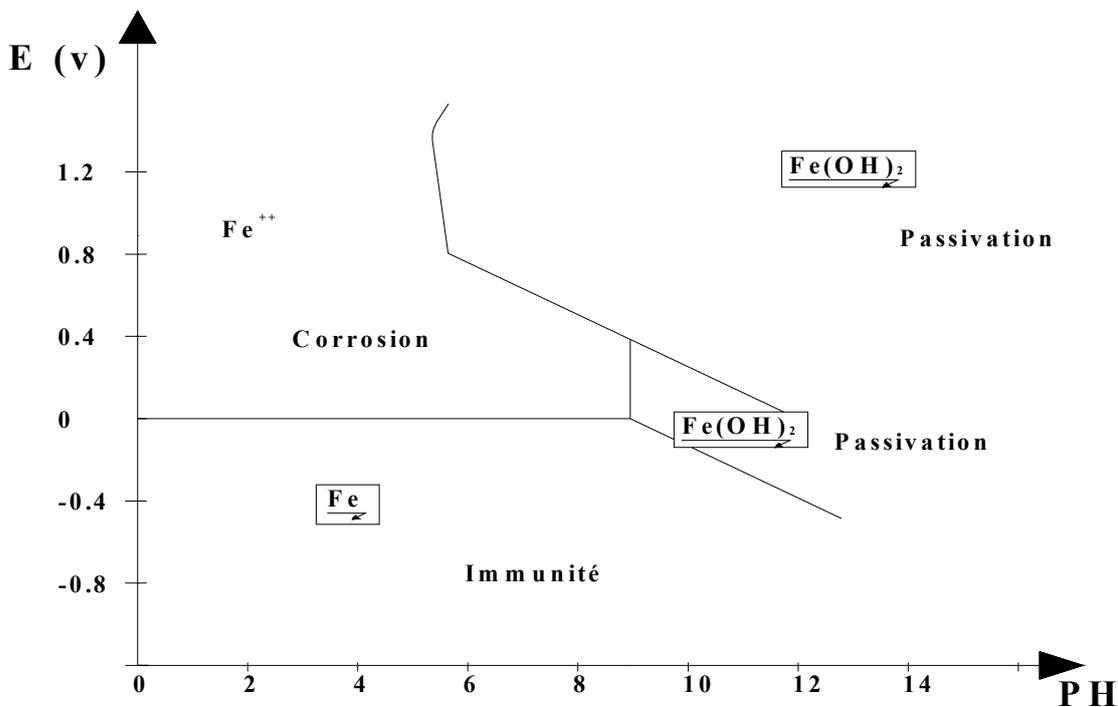


Fig. VI-5: le digramme de POURBAIX pour le fer [5]

Selon le diagramme de la Figure VI-5, le fer peut se trouver dans trois états thermodynamiques suivant son potentiel et le pH de la solution dans la quelle il est immergé :



- **Passivation thermodynamique :**

S'il se trouve dans le domaine de stabilité des hydroxydes ferreux ou ferriques ( $\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) ; dans cet état, le métal et le milieu ne sont pas dans un état de stabilité thermodynamique, mais le métal se recouvre naturellement d'un film protecteur qui l'isole du milieu extérieur. Ce film (couche passive) doit être thermodynamiquement stable vis-à-vis du milieu extérieur et ne pas présenter de faiblesse localement. Dans le cas contraire, le métal se corrode localement.

- **Activité ou corrosion :**

Dans les domaines de stabilité des ions ferreux et ferriques ( $\text{Fe}^{+3}$ ,  $\text{Fe}^{+2}$  et  $\text{HFe}$  vers les pH extrêmes). dans cet état, le métal n'est pas stable thermodynamiquement, et n'est pas recouvert d'un film protecteur : il réagit avec son environnement et se corrode.

- **Immunité :**

Dans le domaine du diagramme correspondant à la stabilité du fer (Fe). Dans cet état d'immunité, le métal et le milieu ambiant sont dans un état de stabilité thermodynamique : ils se peuvent réagir et par conséquent, la corrosion n'est possible.

Le national bureau of standard (NBS) aux Etats-Unis a fait de nombreux essais de laboratoire que dans des sols naturels très divers et admis pour l'acier dans le sol, la valeur de seuil d'immunité et de -0.850 volts par rapport à (CU/  $\text{CUSO}_4$ ).

**c)- Techniques de protection cathodique :**

Il existe deux techniques de protection cathodique contre la corrosion :

- **Protection cathodique par anode réactive (sacrificielle):**

Ce type de protection consiste à relier de place en place la conduite à une pièce de métal plus électro négatif que le fer, le zinc ou le magnésium par exemple, de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle de cathode [10].

La Figure (VI-6) montre la disposition d'une anode réactive pour la protection d'une conduite.

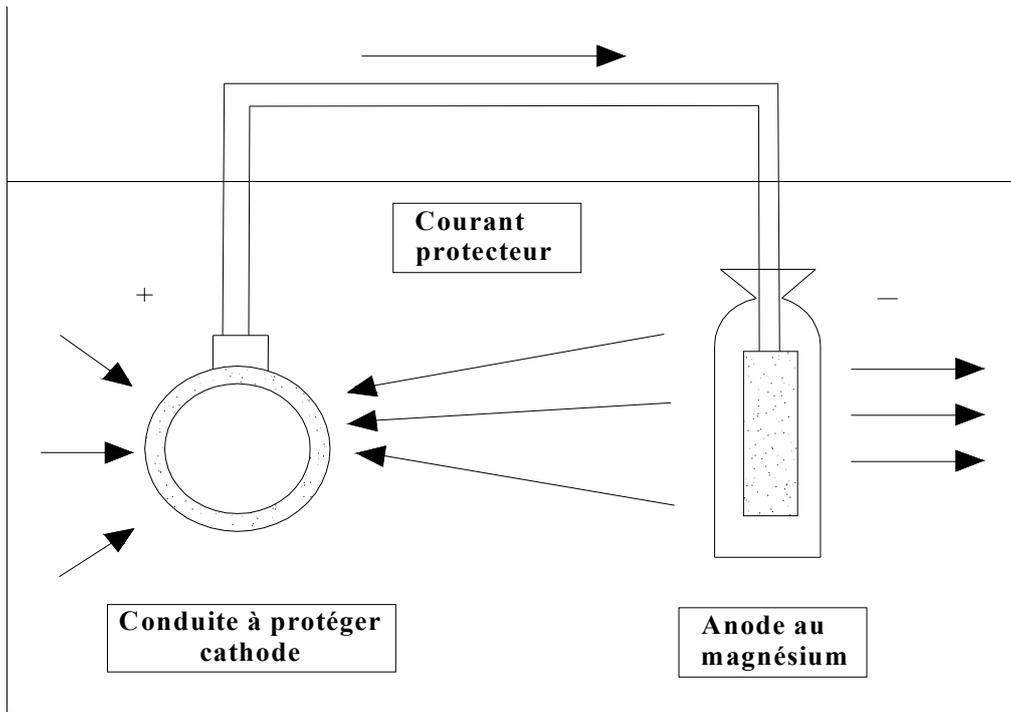


Fig. VI-6: Protection cathodique à l'aide d'anode au magnésium [10]

- **Protection cathodique par soutirage de courant (par courant imposé):**

La deuxième méthode consiste à relier notre conduite à la borne négative d'une source électrique de courant continu et la borne positive à une prise de terre constituée par de vieux rails enterrés dans un milieu humide situées à une distance assez grande de la conduite.

Le courant en quittant la prise de terre regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite et entraînera la dissolution anodique des vieux rails.

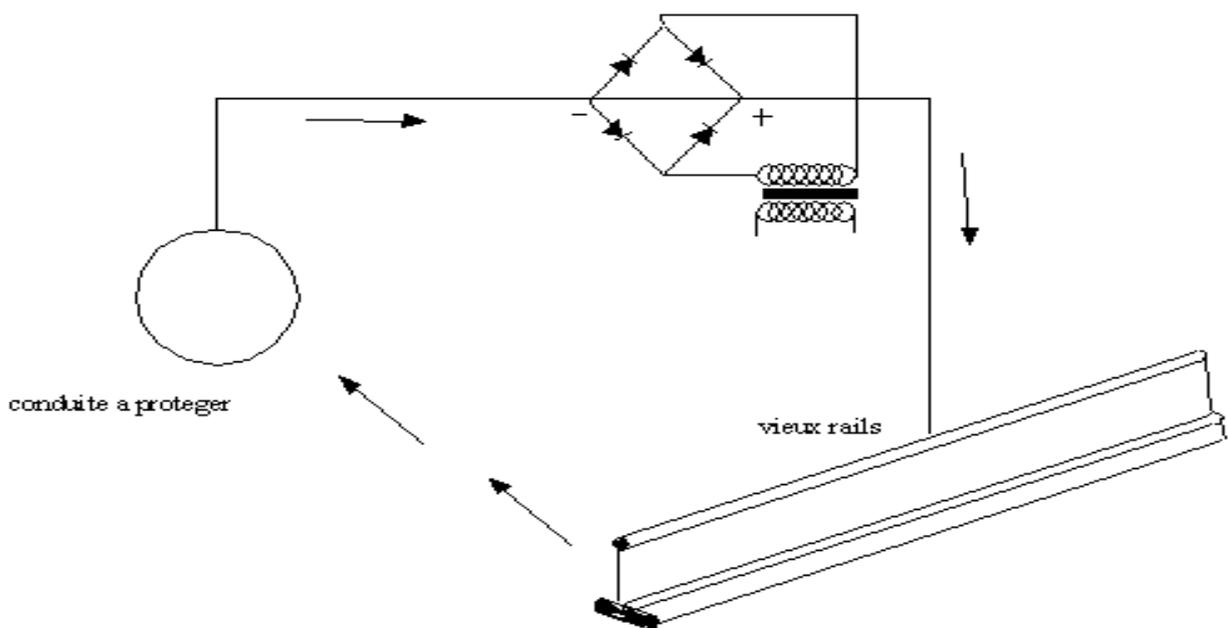


Fig. VI-7 : Soutirage de courant



Fig. VI-8 : Schéma montre le dispositif de la protection cathodique

#### VI-2-6/ Conclusion:

La protection cathodique est un moyen efficace de lutte contre la corrosion des conduites et des pertes qui s'en suivent, et l'efficacité de cette méthode est en fonction du respect des critères de protection et de contrôle des équipements.

la protection cathodique n'est pas utilisé seulement pour les conduites nus mais aussi pour celles revêtus sachant qu'un défaut de revêtement dans un endroit de la conduite peut provoquer des dégâts plus rapides que pou la canalisation nu a cause de l'augmentation de la densité de courant sauf que l'intensité de courant nécessaire à la protection sera moins importante

## *CHAPITRE VII*

# *ORGANISATION DE CHANTIER*



### **VII-1/ Introduction :**

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

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation pour un réseau d'A.E.P sont :

- Importation des traces des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose des conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Remblaiement des tranchées.

### **VII-2/ Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :**

#### **VII-2-1/ Matérialisation :**

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

#### **VII-2-2/ Nivellement :**

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

### **VII-3/ Excavation des tranchées :**

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).

Protéger la canalisation contre le gel.

La longueur de la tranchée doit être tel qu'un homme puisse à 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 y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

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

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

La longueur de la tranchée ( $b$ ).

Distance de la cavalière.

### VII-3-1/ La profondeur ( $H_{tr}$ ) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

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

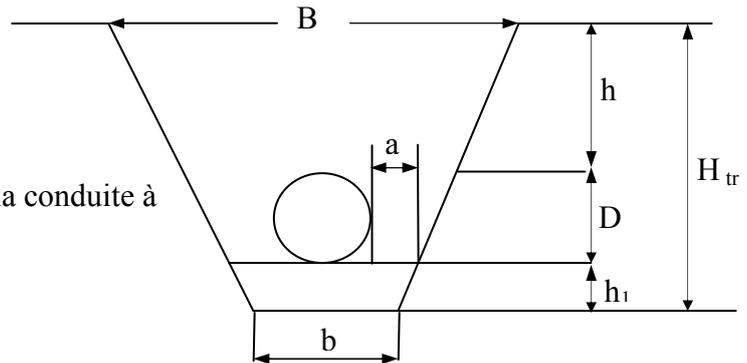
$D$  : diamètre de la conduite (m).

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

On prend :  $h=1$  m.

$h_1$  : épaisseur du lit de pose  $h_1 = 0,1$  m.

D'où :  $H_{tr} = 1,1 + D$ . (m).



### VII-3-2/ Largueur de la tranchée :

La largueur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse  $a=30$  cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 2a.$$

$b$  : largueur de la tranchée (m).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

$a$  : distance entre la génératrice latérale et la base du talus (30 cm).

### VII-3-3/ Choix du coefficient du talus :

Pour garder la stabilité du talus de la trachée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau VII-1 choix du coefficient du talus:

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1.5 m	jusqu'à 3m
sable	$m=0,5$	$m=1$
limon sableux	$m=0,25$	$m=0,67$
limon argileux	$m=0$	$m=0,5$

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus  $m=0$ .



**VII-3-4/ Distance de la mise du cavalier :**

**VII-3-4-1/ Section transversale de la tranchée ( $S_{tr}$ ).**

$$S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2$$

Comme  $m = 0$  on aura  $S_{tr} = H_{tr} \times b$

**VII-3-4-2/ Section du cavalier ( $S_c$ ) :**

Elle est donnée par la relation suivante :  $S_c = S_{tr} \times K_f$

Avec :  $S_{tr}$  : section transversal de la tranchée ( $m^2$ ).

$K_f$  : coefficient qui dépend de la nature de sol.

**Tableau VII-2 Coefficient de foisonnement**

Type de sol	$K_f$
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

Puisque notre sol est limon argileux on prend  $K_f = 1,2$ .

**VII-3-4-3/ hauteur du cavalier ( $H_c$ ) :**

$$\text{On a : } S_c = \frac{B \times H_c}{2}$$

Avec :  $B$  : largeur du cavalier (m).

$H_c$  : hauteur du cavalier (m).

$$B = \frac{2 \times S_c}{H_c} \quad (1).$$

$$\text{Et } m = \frac{B}{2H_c}$$

Avec :  $m$  : talus du sol de cavalier  $m = 1,5$ .

$$B = 2mH_c \quad (2)$$

$$\text{De (1) et (2) } H_c = \sqrt{\frac{S_c}{m}}$$



#### VII-3-4-4/ Distance de la mise du cavalier (A) :

C'est la distance qui sépare l'axe de la tranchée à celui du cavalier. Elle est donnée par la

formule suivante :  $A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2} + mH_{tr}$

Pour notre cas  $A = \frac{b}{2} + L + \frac{B}{2}$

Avec : L : longueur de la berme en (m) varie entre 2 et 3 m.

#### VII-3-5/ Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

##### VII-3-5-1/ Pelle équipée en rétro :

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

##### VII-3-5-2/ Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.

Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie. Celle ci doit satisfaire les conditions ci-dessous :

- Rayant de déchargement  $R_{déch} \geq A$ .
- Hauteur de chargement  $H_{ch} \geq H_{tr} \times \max$ .
- Hauteur de déchargement  $H_{déch} \geq H_c$ .
- Largeur du godet  $b_g \leq b_{min}$ .

Le calcul pour déterminer les caractéristiques de la pelle est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau VII-3 : volume de déblai total et les paramètres pour la détermination de la pelle**

D (mm)	80	100	125	150	175	200	250	350	400
L (m)	8199.7	303.1	1500.3	1867.4	172.3	435.7	1637.1	199.9	583.4
b (m)	0.68	0.7	0.725	0.75	0.775	0.8	0.85	0.95	1
H <sub>tr</sub> (m)	1.18	1.2	1.225	1.25	1.275	1.3	1.35	1.45	1.5
S (m <sup>2</sup> )	0.80	0.84	0.89	0.94	0.99	1.04	1.15	1.38	1.50
S <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	0.96	1.01	1.07	1.13	1.19	1.25	1.38	1.65	1.80
H <sub>c</sub> (m)	0.80	0.82	0.84	0.87	0.89	0.91	0.96	1.05	1.10
A (m)	3.54	3.58	3.63	3.67	3.72	3.77	3.86	4.05	4.14
V <sub>d</sub> (m <sup>3</sup> )	6579.44	254.60	1332.45	1750.69	170.25	453.13	1878.57	275.36	875.10
V <sub>dT</sub> (m <sup>3</sup> )	13569.60								

**Remarque :**

$$A = A_{\max} = 4,14m \quad H_c = H_c \max = 1,1m$$

$$H_{tr} = H_{tr} \max = 1,5m \quad b = b \min = 0,68m$$

Connaissant les paramètres (A, H<sub>c</sub>, H<sub>tr</sub> et b) pour notre cas l'excavateur sera une pelle mécanique équipée en rétro à roue pneumatique dont les caractéristiques sont représentés dans le tableau suivant. :

**Tableau VII-4 Capacité du godet en fonction du volume de terrassement**

volume du terrassement par une pelle (m <sup>3</sup> )	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m <sup>3</sup> )	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Comme le volume total de déblai est supérieur à 10000 m<sup>3</sup> on choisit une pelle de capacité du gobet 0.55 m<sup>3</sup>.

**VII-3-5-3/ Rendement d'exploitation de la pelle choisie :**

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_r \times K_t}{T_c \times K_f} \text{ (m}^3\text{/h)}.$$

Avec : q : capacité du gobet 0,55 m<sup>3</sup>.

K<sub>r</sub> : coefficient de remplissage du gobet K<sub>r</sub> = 0,8-0,9 on prend K<sub>r</sub> = 0,85

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur. : K<sub>t</sub> = 0,7- 0,9 prenons K<sub>t</sub> = 0,8.

$K_f$ : coefficient de foisonnement du sol  $K_f = 1,2$ .

$T_c$ : la duré d'un cycle de remplissage du gobet  $T_c = (15-30)$  s, on prend  $T_c = 20$  s.

$$R_p = \frac{3600 \times 0,55 \times 0,85 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 56,10 \text{ m}^3/h$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour  $R_p = 449 \text{ m}^3/j$ .

**VII-3-5-4/ La duré d'excavation :**

Connaissant le volume de terre a excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{R_p} \text{ (Heure)}$$

$V$ : volume du sol excavé ( $\text{m}^3$ ).

$$T = \frac{13569,60}{449} = 31 \text{ jour}$$



**Fig. VII-1 : Pelle équipée en rétro**

**VII-3-5-5/ Choix du bulldozer :**

Le choix du bulldozer se fait en fonction de la capacité du gobet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

**Tableau VII-5 Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet**

capacité du godet de la pelle ( $\text{m}^3$ )	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (KW)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du gobet de la pelle égale à  $0,55 \text{ m}^3$  nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes:

- Puissance  $P_b = 50 \text{ KW}$ .
- Largeur de la lame  $L = 2-3 \text{ m}$ .
- Hauteur de la lame  $1-1,5 \text{ m}$ .

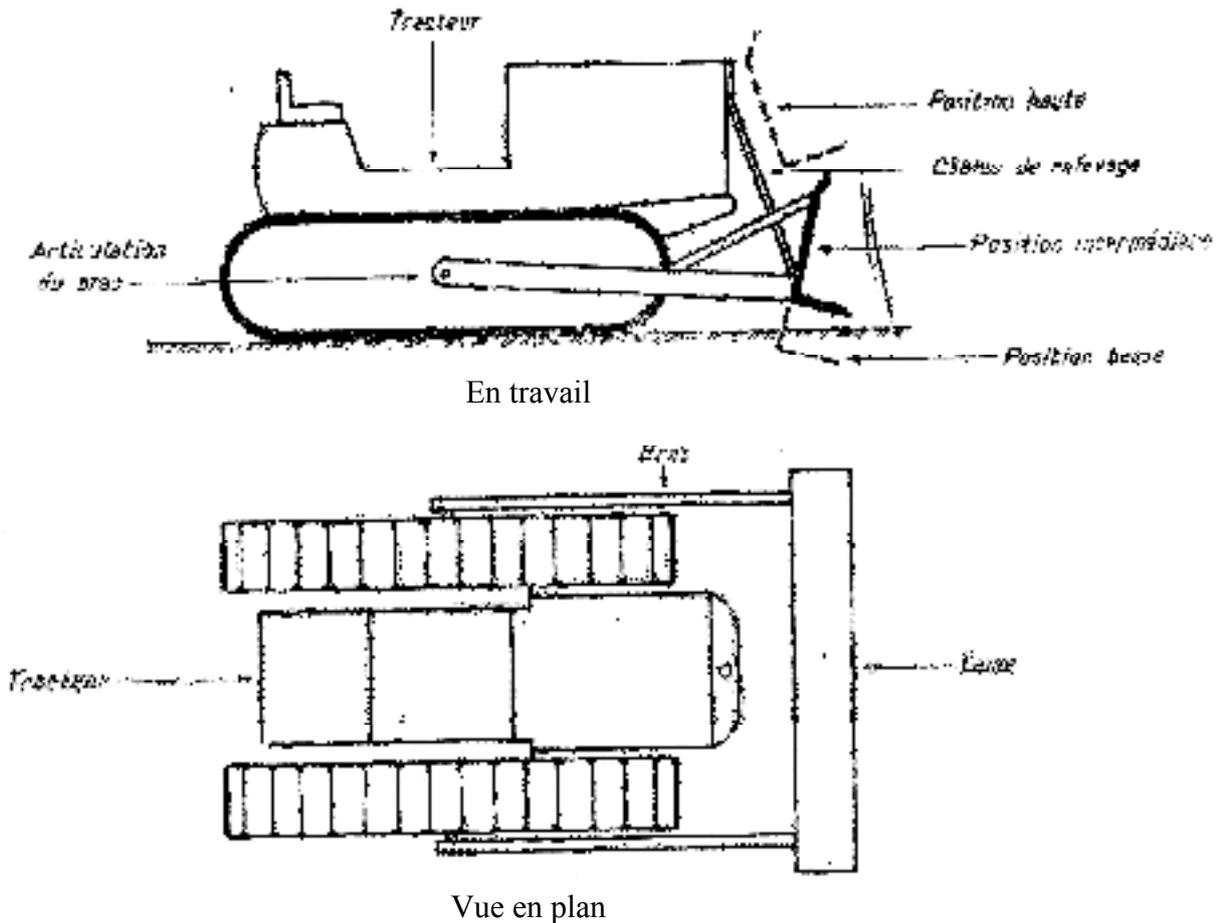


Fig. VII-2 : Bulldozer

### VII-3-6/ Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose de la conduite on procède aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres sur les côtes de la tranchée.
- Respecter les côtes du profil en long.
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée pour que la pression soit constante entre les points de changement de pente prévue.
- Etablir en suite le niveau du fond de la fouille en confectionnant un lit de pose bien donnée avec la terre meuble du sable.

Le volume total du sable pour le lit de pose est calculé d'après le tableau suivant :

Tableau VII-6: Volume total du lit de sable

D (mm)	80	100	125	150	175	200	250	350	400
L (m)	8199.7	303.1	1500.3	1867.4	172.3	435.7	1637.1	199.9	583.4
$b=D+0,6$ (m)	0.68	0.7	0.725	0.75	0.775	0.8	0.85	0.95	1
$S=0,1 \times b$ (m <sup>2</sup> )	0.068	0.07	0.0725	0.075	0.0775	0.08	0.085	0.095	0.1
$V_i=S \times L$ (m <sup>3</sup> )	557.58	21.22	108.77	140.06	13.35	34.86	139.15	18.99	58.34
$V_t$ (m <sup>3</sup> )	1092.32								

**VII-4/ Pose de conduite :**

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

Avant la descente des conduites en fouille on procède à un treillage des conduites de façon à écarter celle qui ont subit un choc et aussi pour les débarrassées de tous corps étranger (Terre, pierre...etc.). Les conduites seront par la suite posées lentement à l'aide d'un pose tube dans la fond de fouille. Cette pose s'effectuera par tronçon successif au cours de la pose on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement on utilise des nivelettes.

A chaque arrêt de la pose on bouche les extrémités du tronçon de la conduite.

**VII-5/ 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 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 en cours de fonctionnement.

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

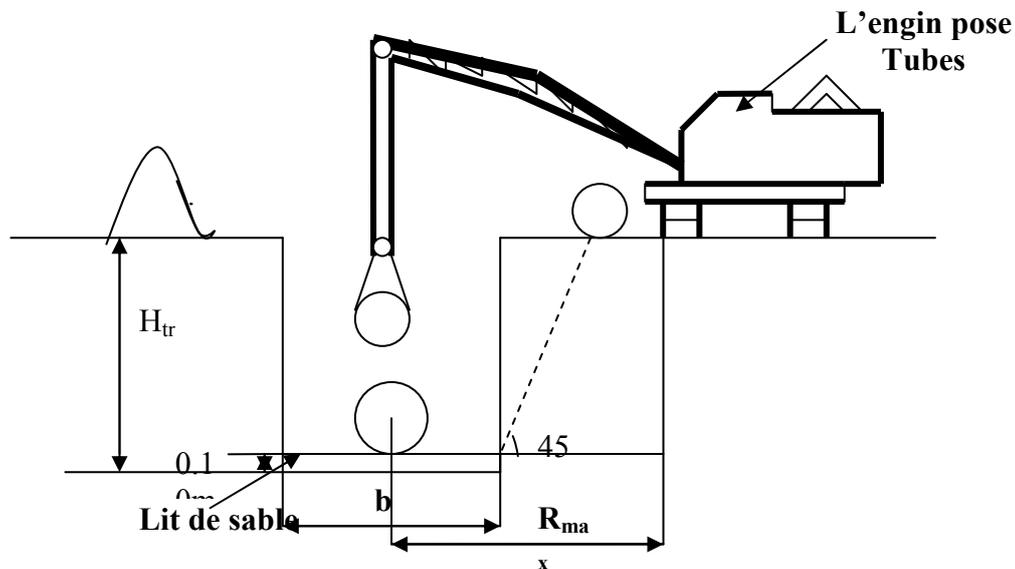


Fig. VII-3 : pose de la conduite dans la tranchée



### VII-6/ Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

### VII-7/ Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter pour la conception du réseau sont :

- A. Décapage de la couche de terre végétale.
- B. Piquetage
- C. Exécution des tranchées.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée
- F. Assemblage des tuyaux.
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H. Remblai des tranchées.
- J. travaux de finition.

Tableau VII-7 : Détermination du délai de la réalisation (réseau d'AEP)

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	3	7	10	7	10	0
C	14	10	34	10	34	0
D	12	34	46	37	49	3
E	15	34	49	34	49	0
F	15	34	49	34	49	0
G	7	34	41	42	49	8
H	7	49	56	49	56	0
J	7	56	63	56	63	0

Les chemins critiques : A-B-C-E-H -J / A-B-C-F-H-J

$$\sum TR = 63 \text{ jours}$$

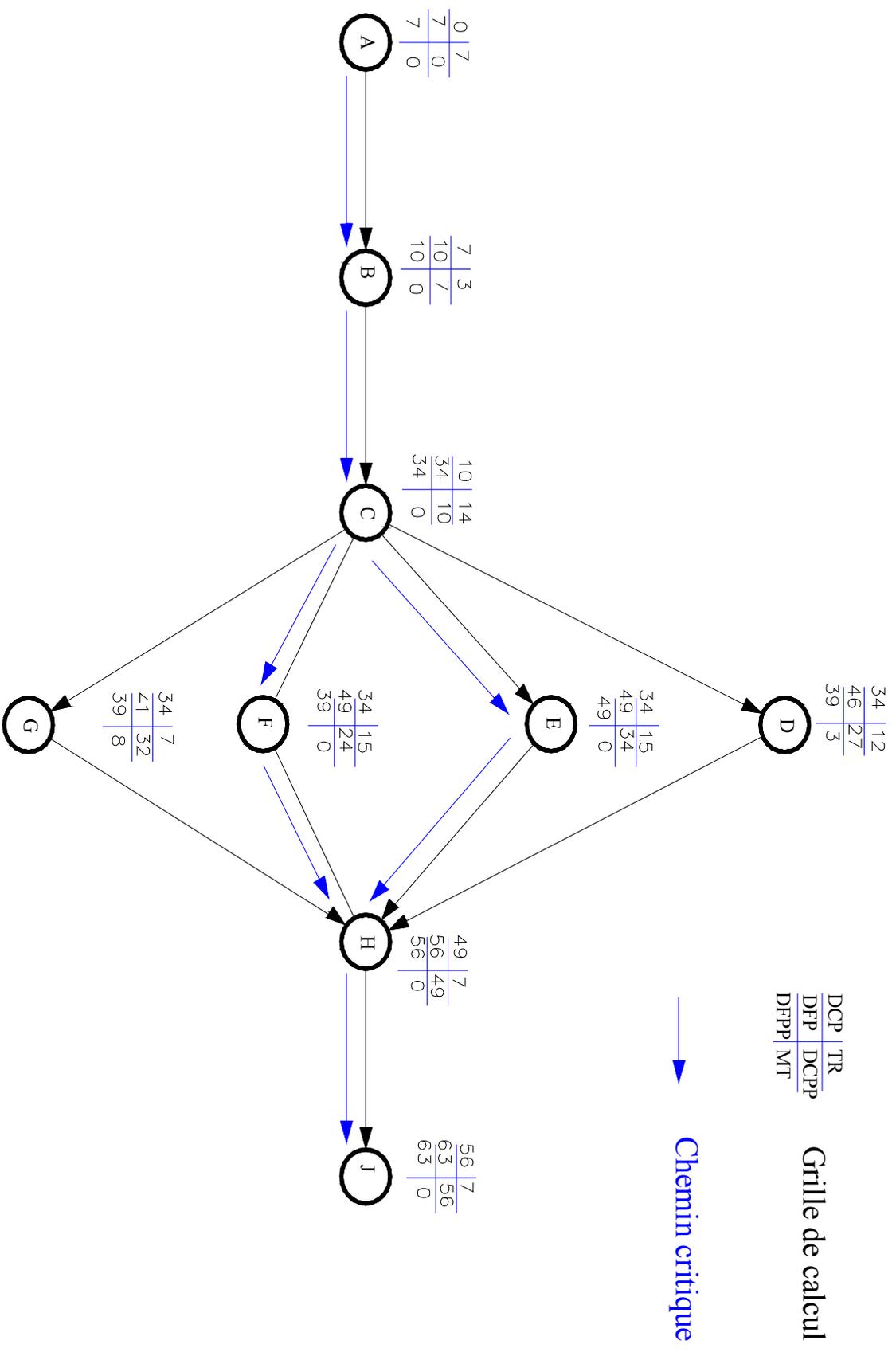


Fig. VII-4 : réseau à nœud (réseau d'AEP)

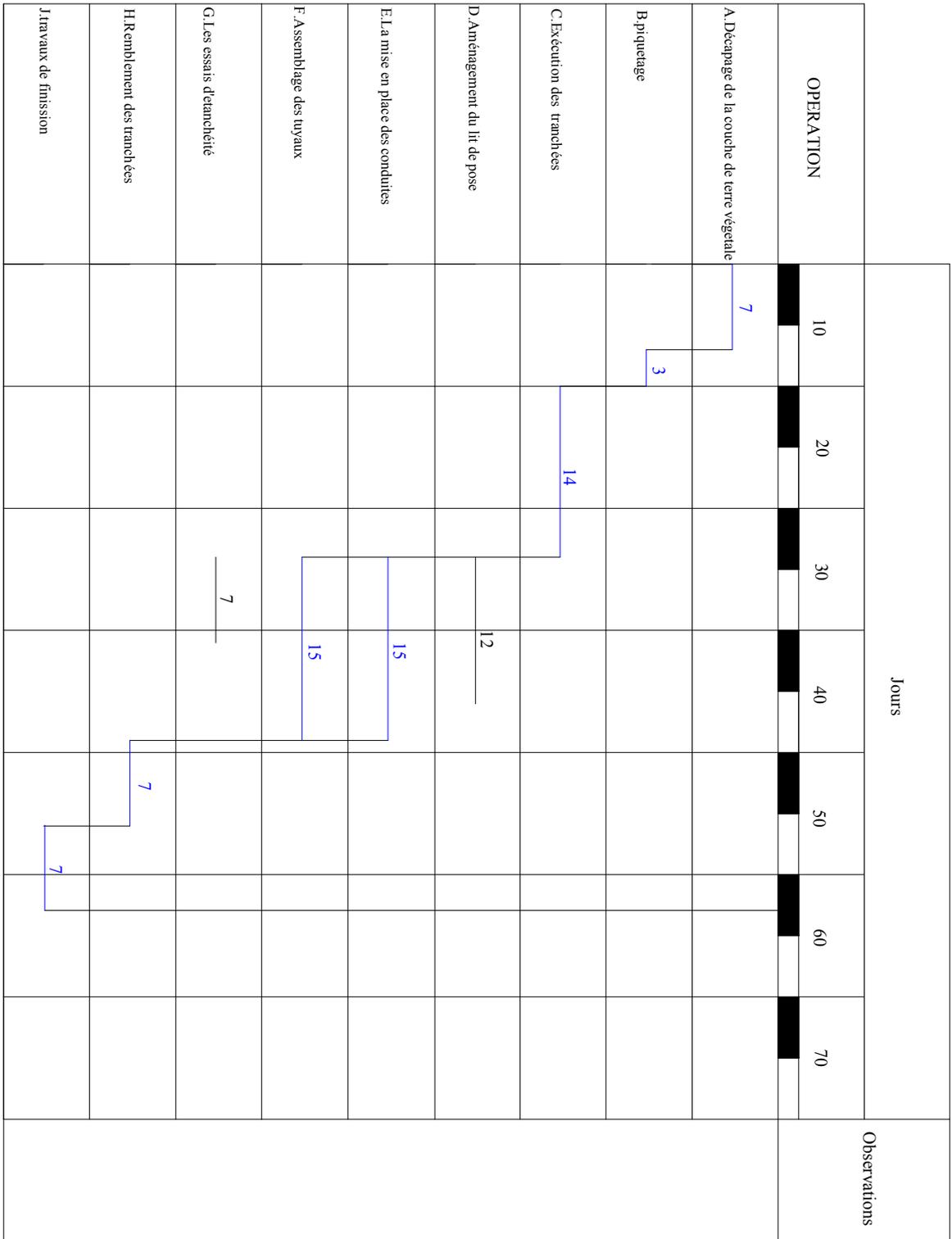


Fig. VII-5 : Planning des travaux; diagramme de Gantt (réseau d'AEP)

**VII-7/ Conclusion:**

Dans ce chapitre on a calculé les volumes des terres à excavé et à remblais pour faire estimer le temps de réalisation du projet ; en déterminant aussi les caractéristiques des engins à choisis.

## ***CONCLUSION GENERALE***

Notre étude 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 étude, une priorité a été donnée surtout au côté technique pour assurer une pression convenable et un débit suffisant aux abonnés.

Dans notre étude, on a fait une analyse sur le site de la région d'étude, et d'après l'évolution de la commune, on a déterminé les besoins pour l'horizon 2028; le tracé et les calculs du système d'AEP (source, stockage, distribution) était fait et le réseau fonctionne en bonne état. Les canalisations sont en acier, donc une étude de protection contre la corrosion était faite pour un bon fonctionnement du réseau.

Cette étude nous a parmi de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation.

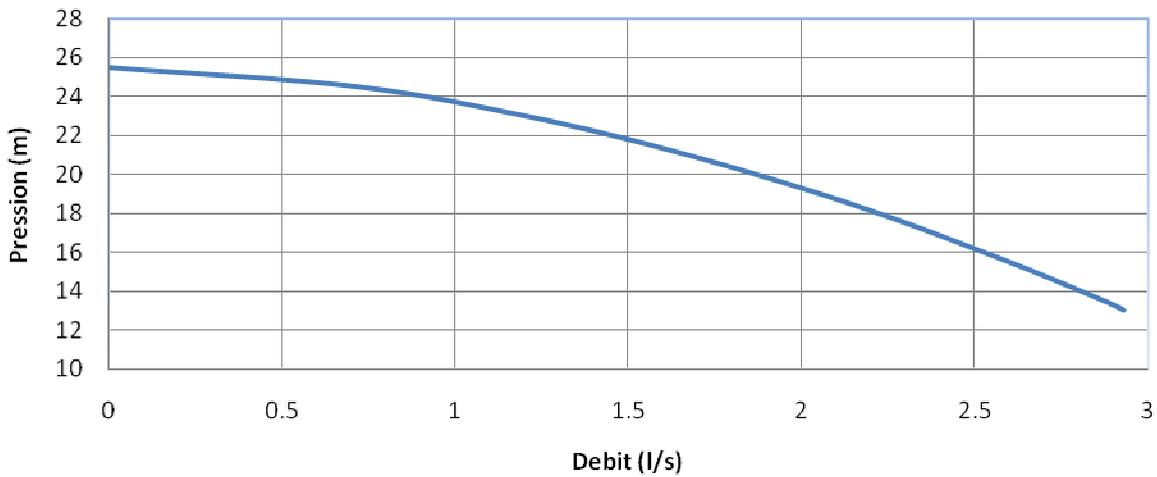
Enfin je voudrai remercier d'avance l'honorable jury qui aura à apprécier ce travail et j'accepte sans réserve toutes les remarques ou suggestions nécessaires à l'enrichissement de cette étude.

# BIBLIOGRAPHIE

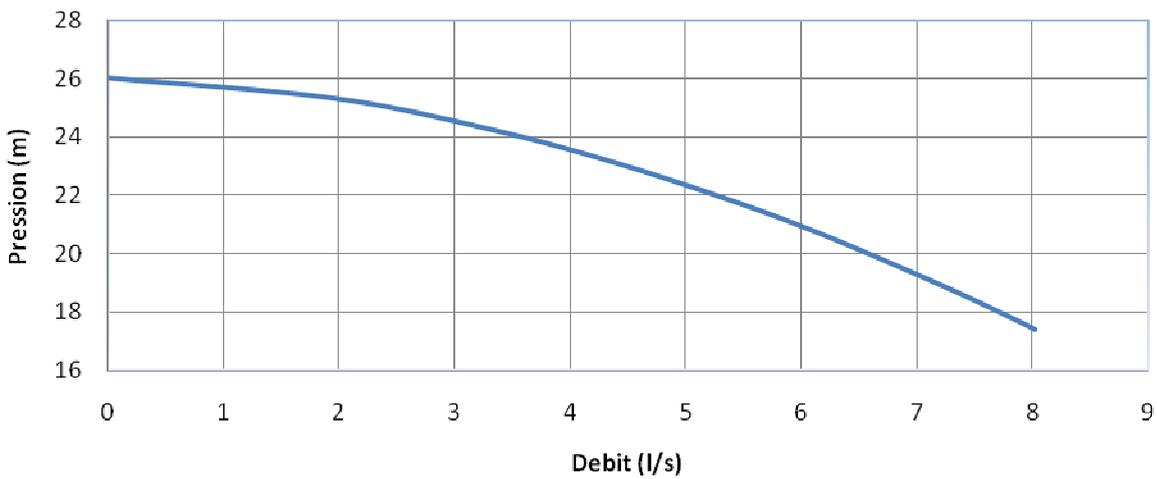
- [1] **A.LENCASTRE** « Hydraulique générale », Edition Eyrolles, Paris 1983.
- [2] **ANDRE. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II Eyrolles, Paris 1977.
- [3] **B.SALAH** :« Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994.
- [4] chambre syndicale de la recherche et de la production du pétrole et du gaz naturel «corrosion et inhibition des puits et collectes», édition technip.1991.
- [5] commission française pour l'étude de la corrosion des canalisations souterraines 1987, Association générale des hygiénistes et techniciens municipaux. «Les canalisations d'eau et de gaz, corrosion, dégradation et protection», édition techniques et documentation LAVOISIER.
- [6] **DEGREMONT** : « Mémento du gestionnaire de l'AEP et de l'assainissement» tome I, Editions Eyrolles Paris 1978.
- [7] **J. BONIN** : Aide mémoire d'Hydraulique urbaine». Editions Eyrolles Paris 1982.
- [8] **M.MEUNIER** « Les coup de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression», ENGREF, Paris 1980.
- [9] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, Paris 1972.
- [10] **Pipeline engineering GMBH** «Protection cathodique contre la corrosion».



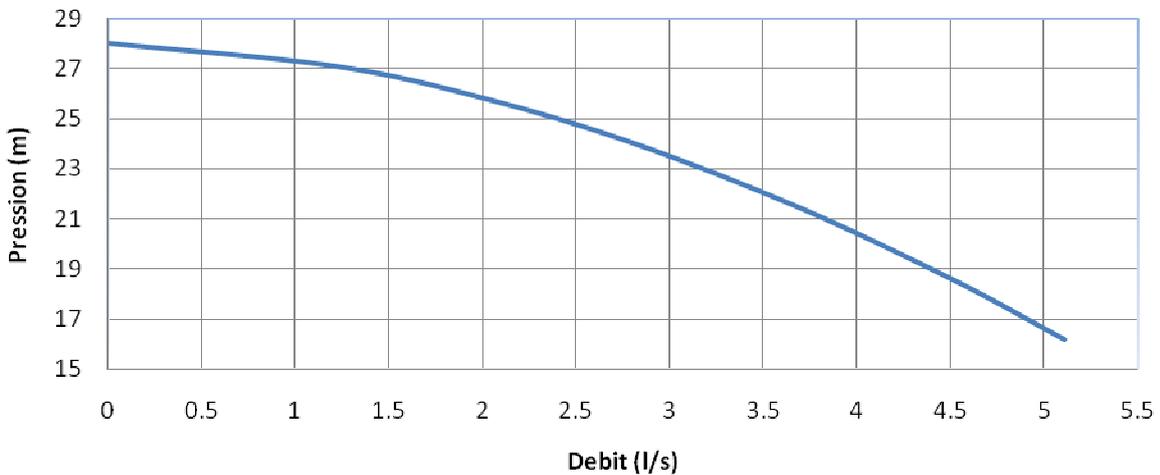
### Courbe caractéristique du noeud 1



### Courbe caractéristique du noeud 2

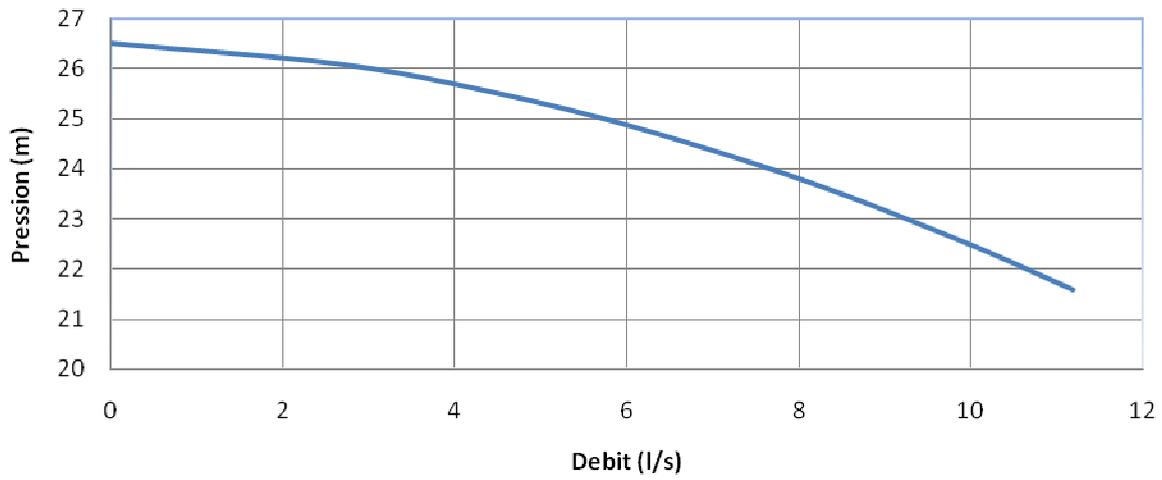


### Courbe caractéristique du noeud 3

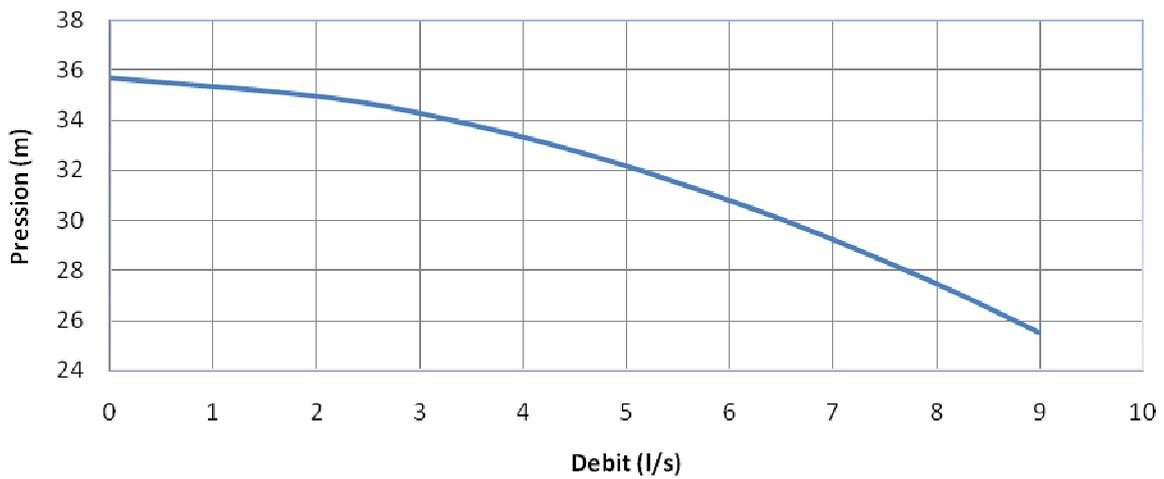




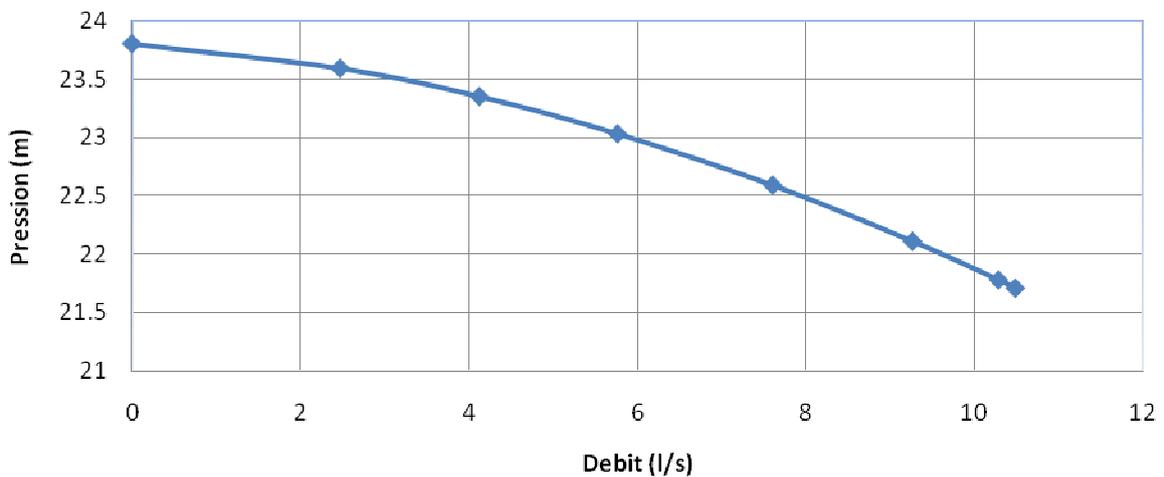
**Courbe caractéristique du noeud 4**



**Courbe caractéristique du noeud 5**

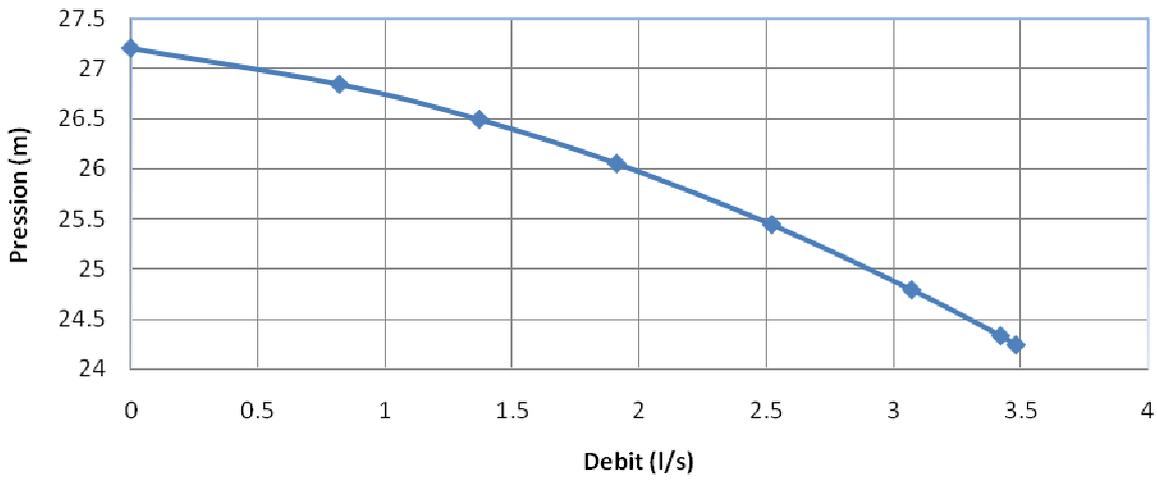


**Courbe caractéristique du noeud 6**

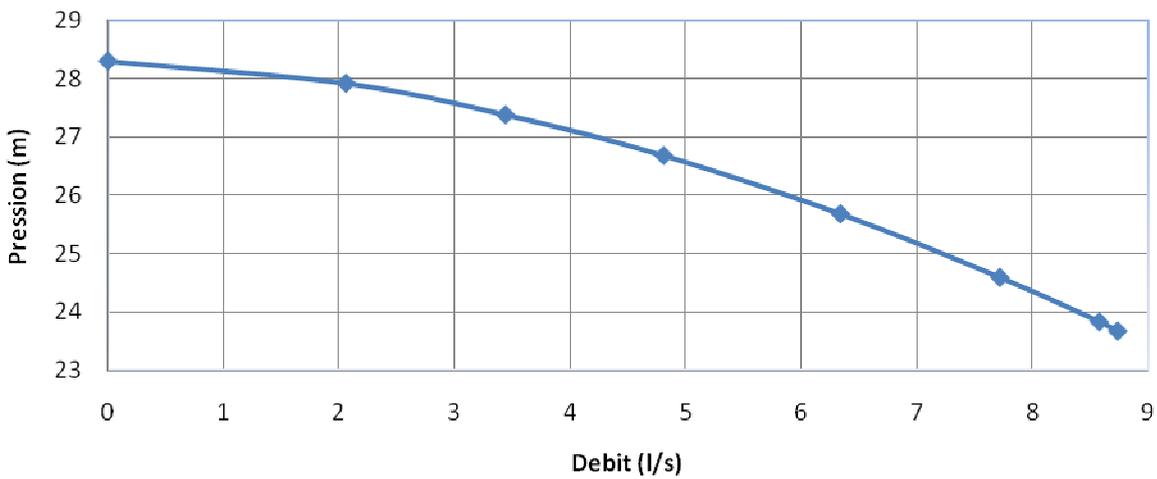




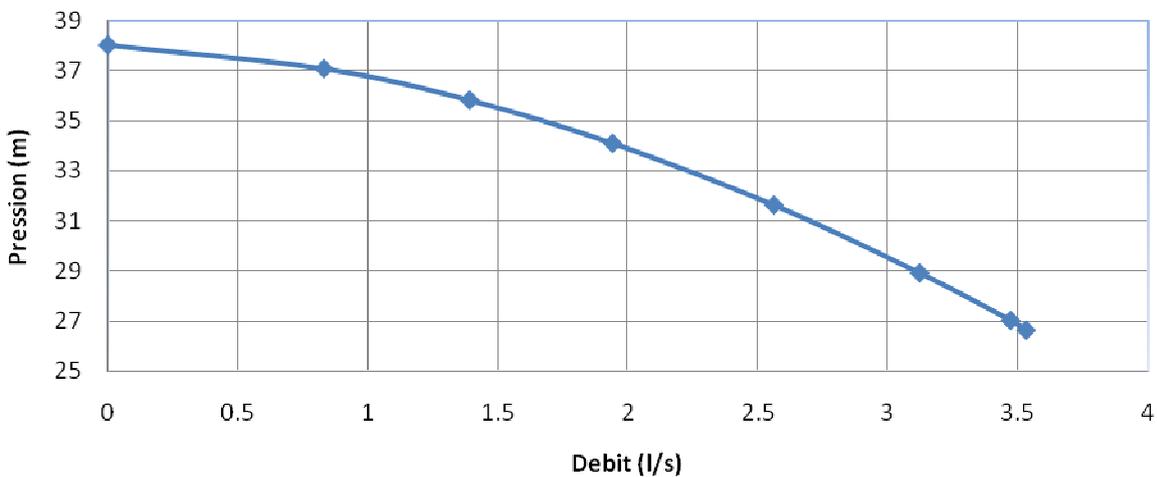
### Courbe caractéristique du noeud 7



### Courbe caractéristique du noeud 8

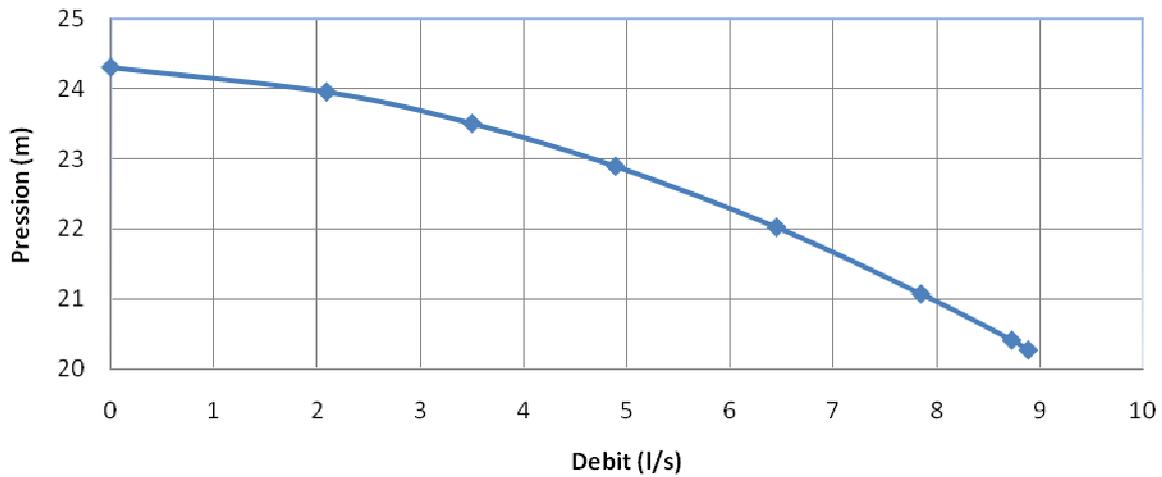


### Courbe caractéristique du noeud 9

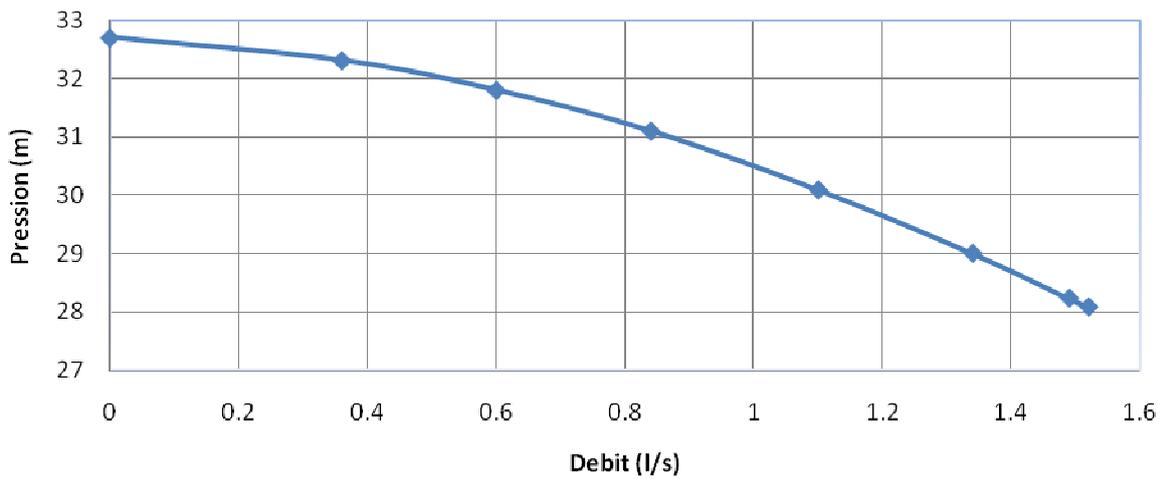




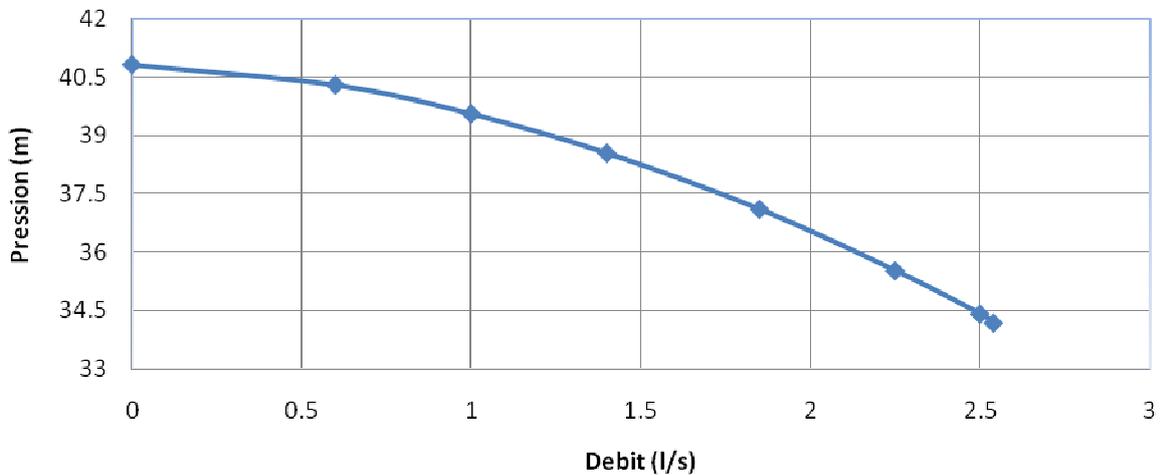
**Courbe caractéristique du noeud 10**



**Courbe caractéristique du noeud 11**

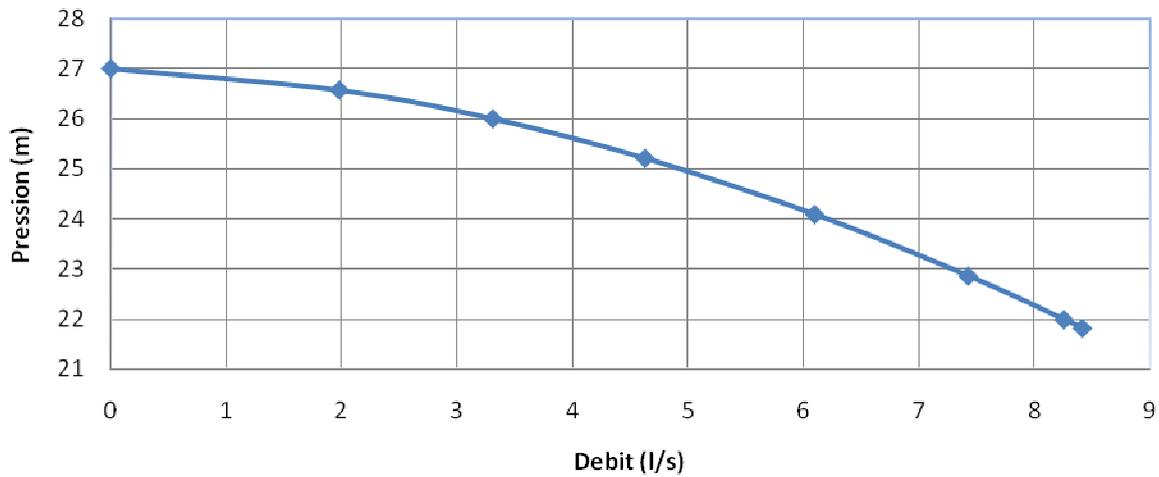


**Courbe caractéristique du noeud 12**

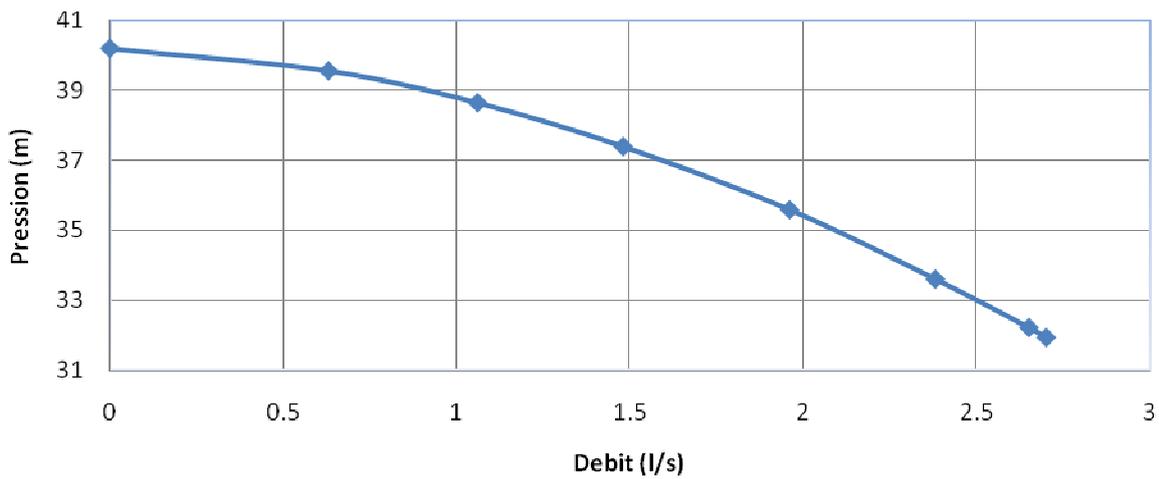




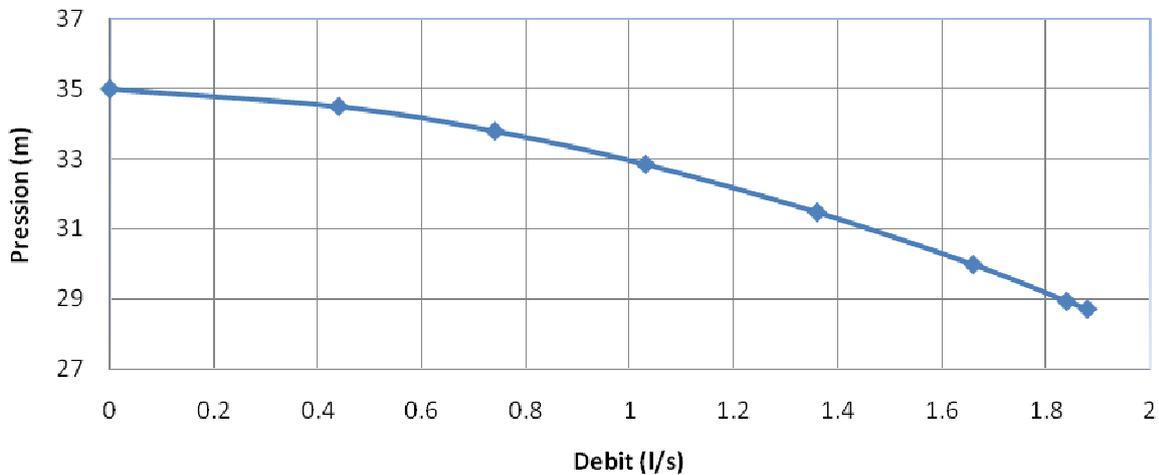
**Courbe caractéristique du noeud 13**



**Courbe caractéristique du noeud 14**

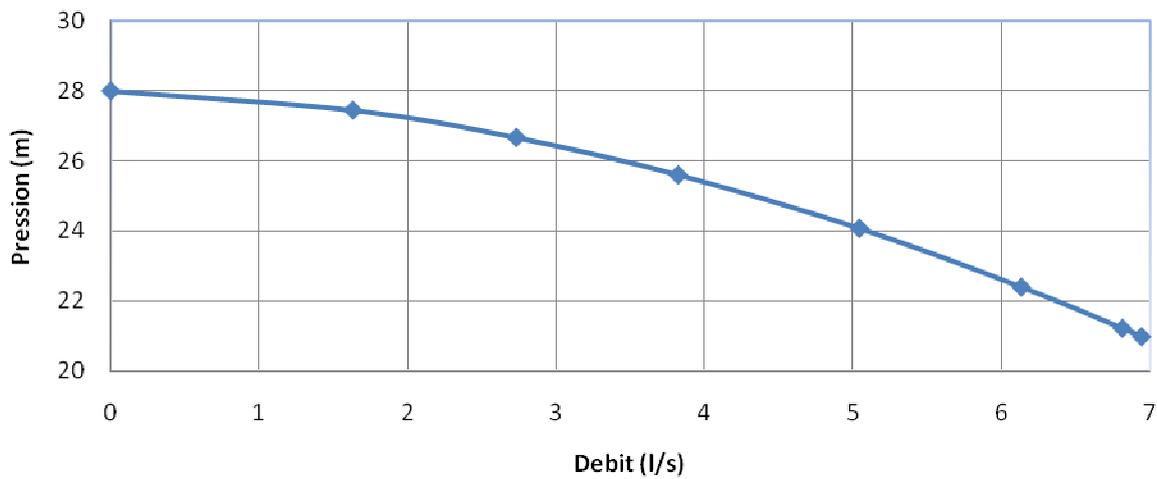


**Courbe caractéristique du noeud 15**

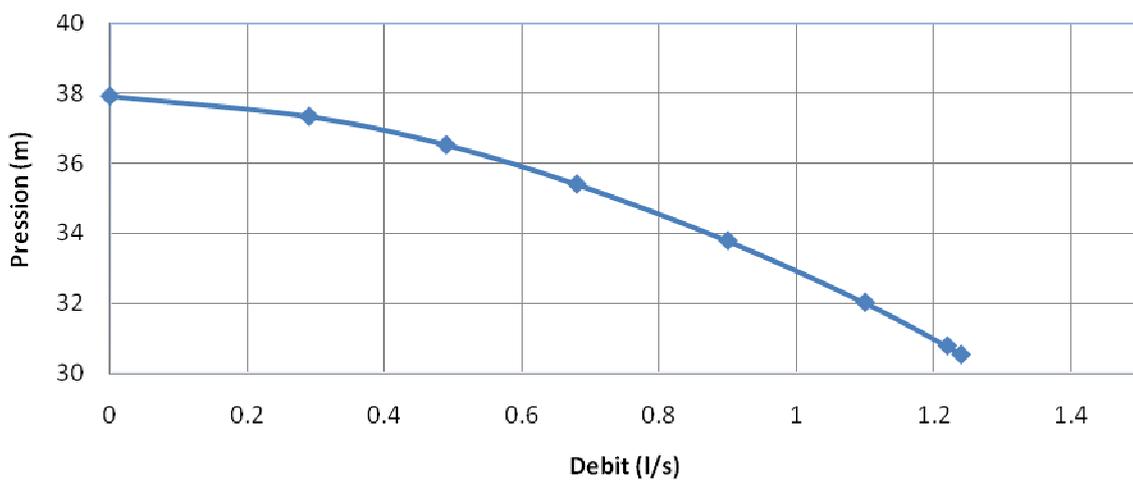




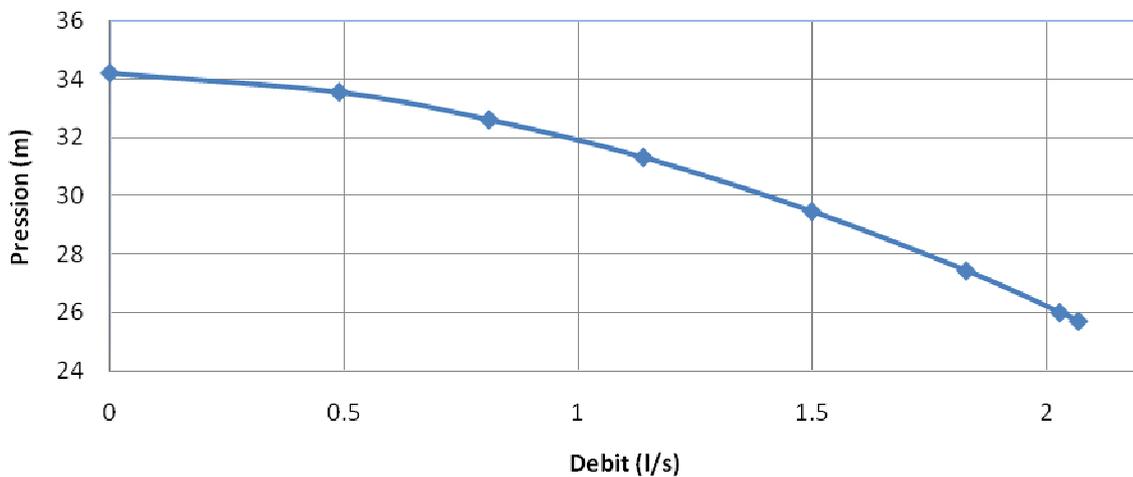
**Courbe caractéristique du noeud 16**



**Courbe caractéristique du noeud 17**

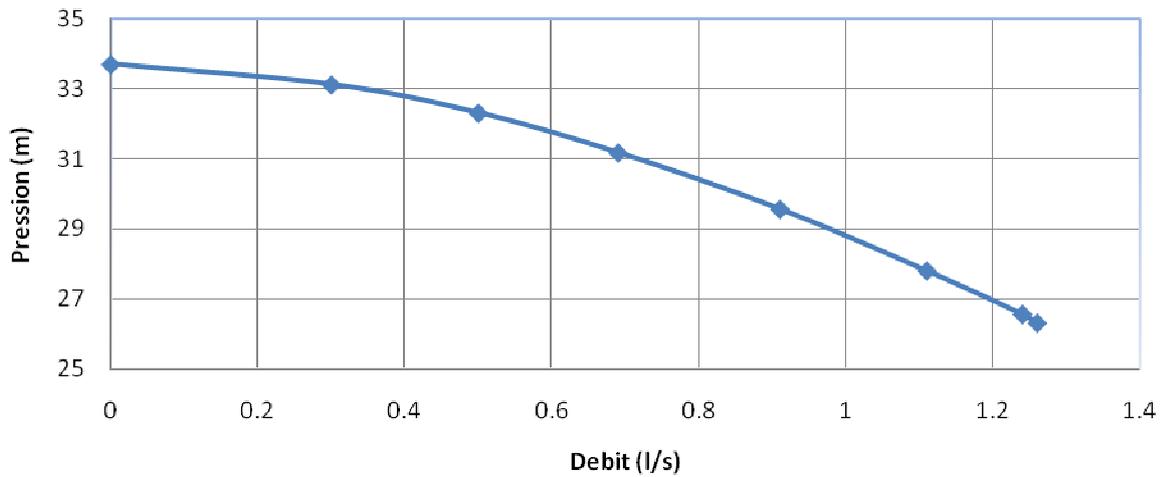


**Courbe caractéristique du noeud 18**

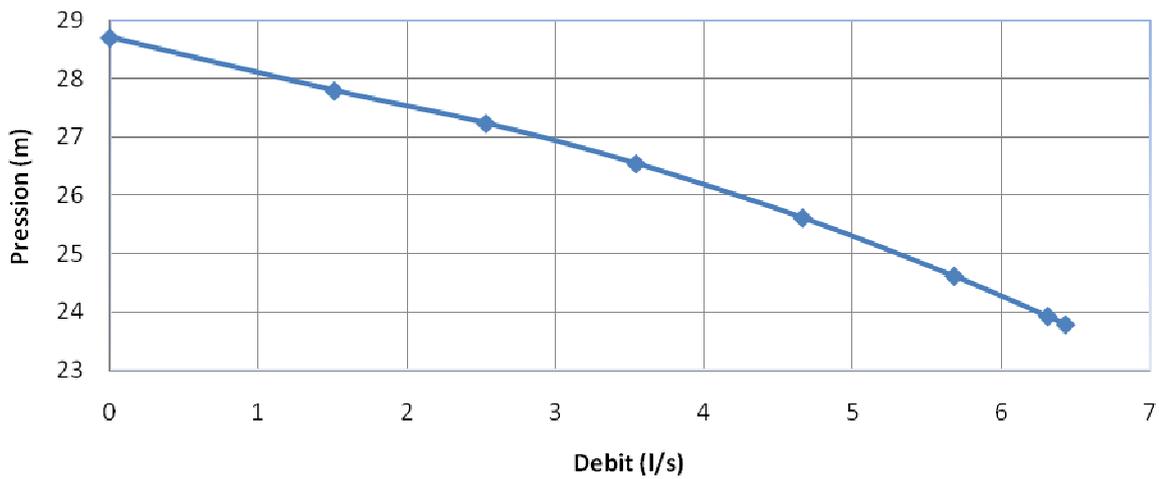




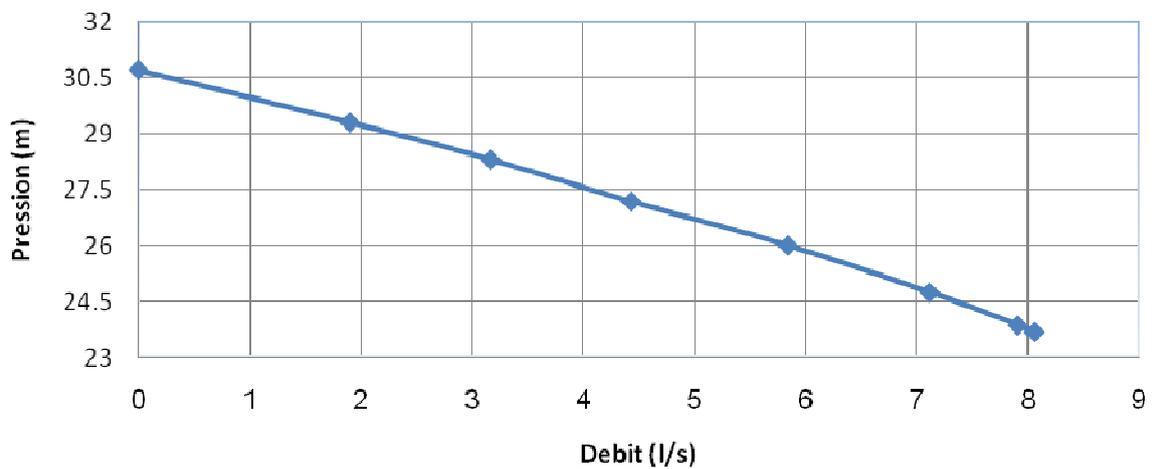
**Courbe caractéristique du noeud 19**



**Courbe caractéristique du noeud 20**

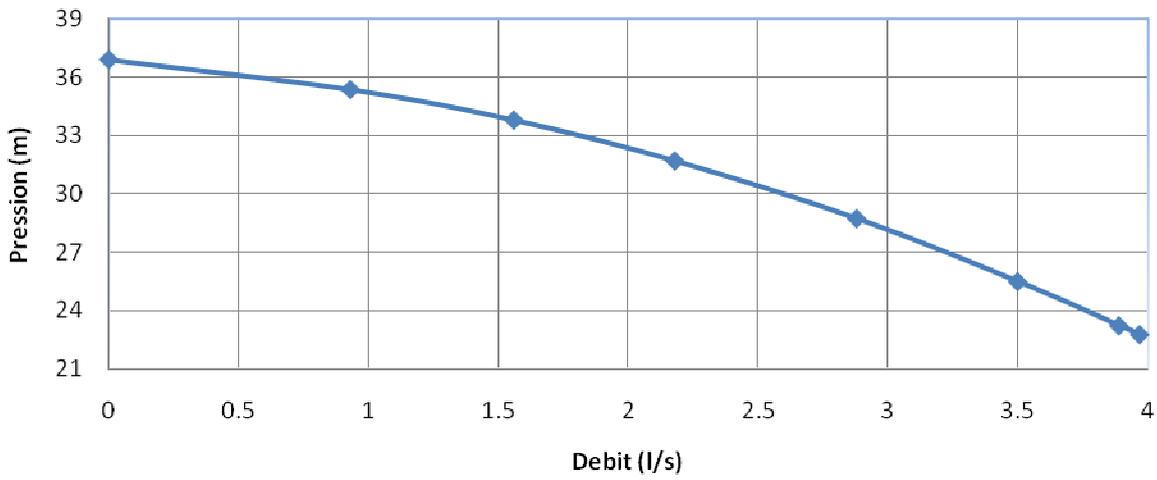


**Courbe caractéristique du noeud 21**

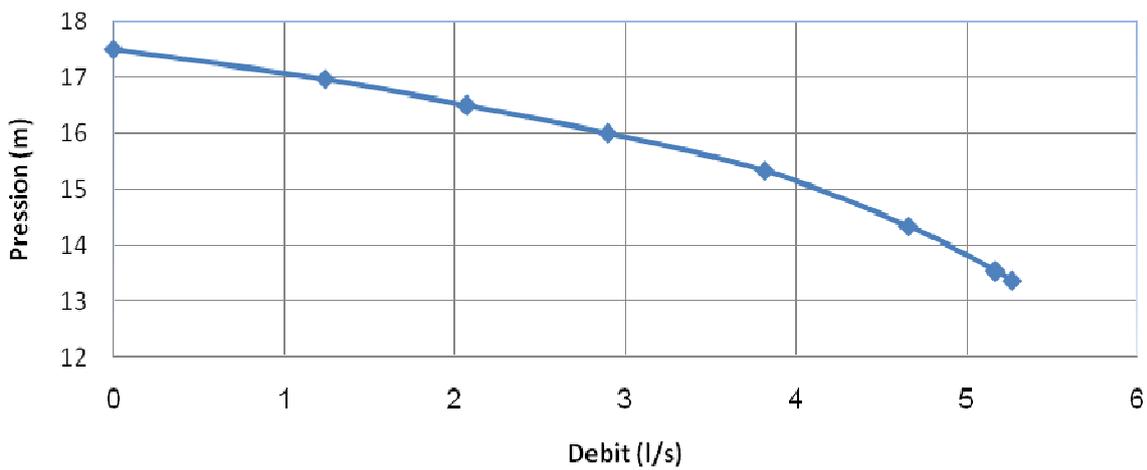




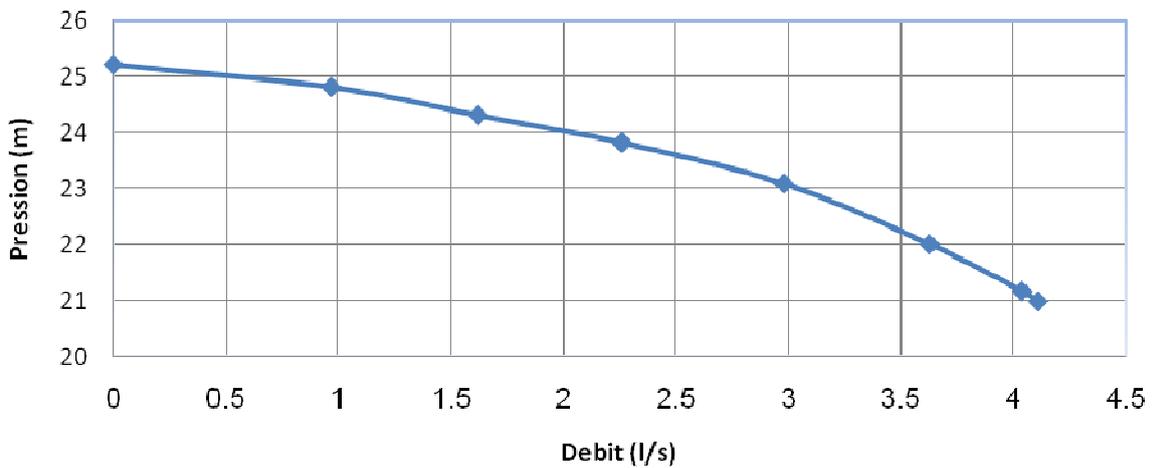
**Courbe caractéristique du noeud 22**



**Courbe caractéristique du noeud 23**

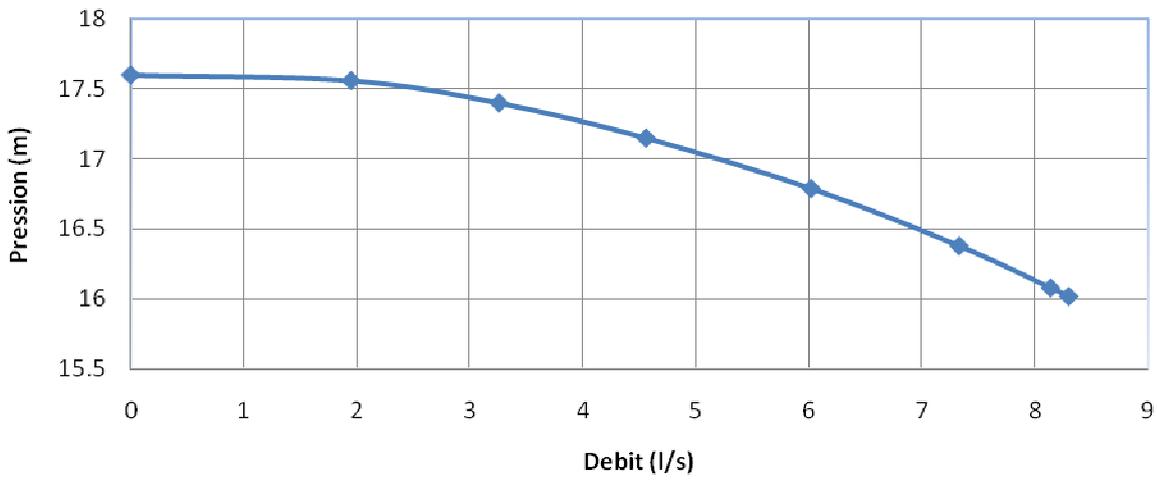


**Courbe caractéristique du noeud 24**

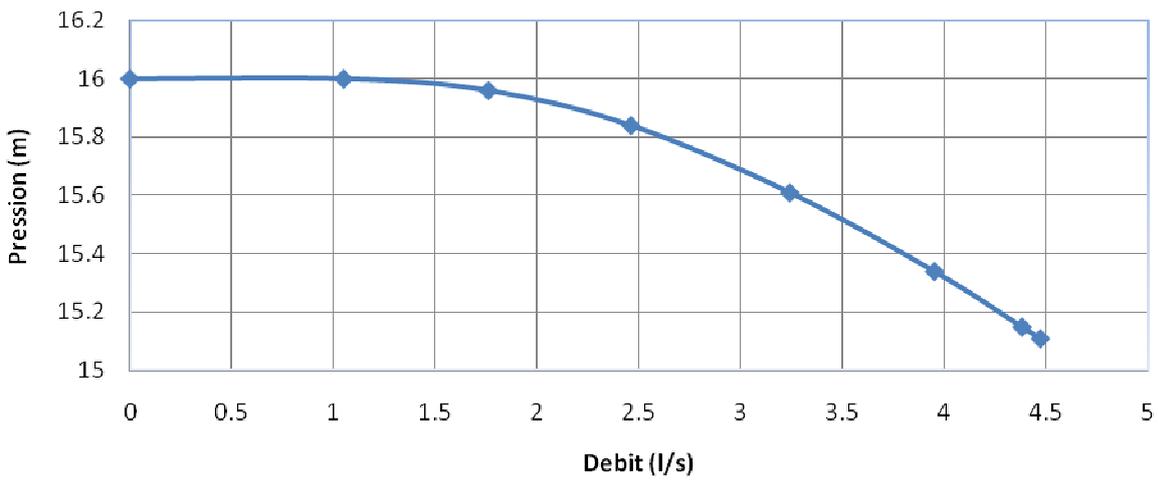




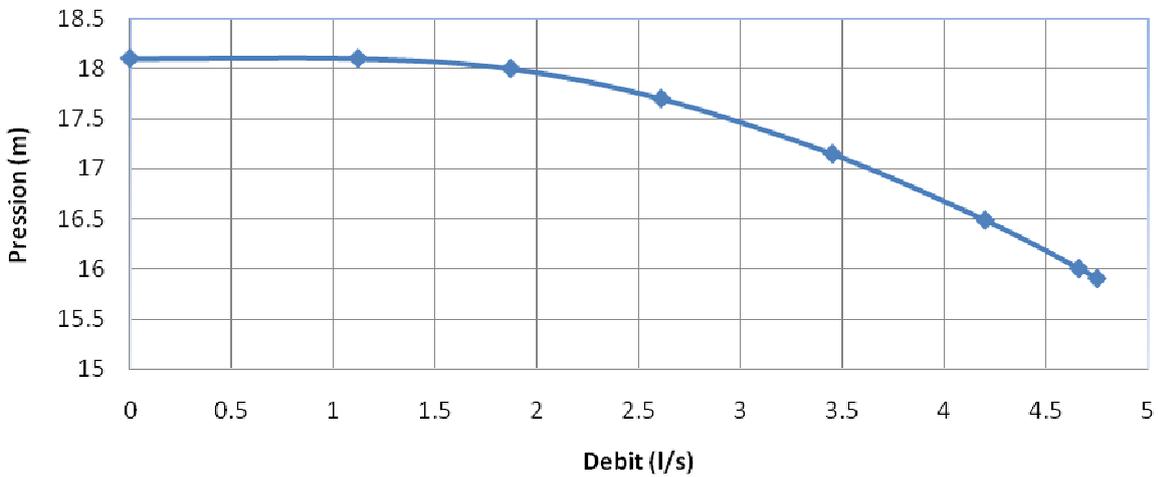
### Courbe caractéristique du noeud 25



### Courbe caractéristique du noeud 26

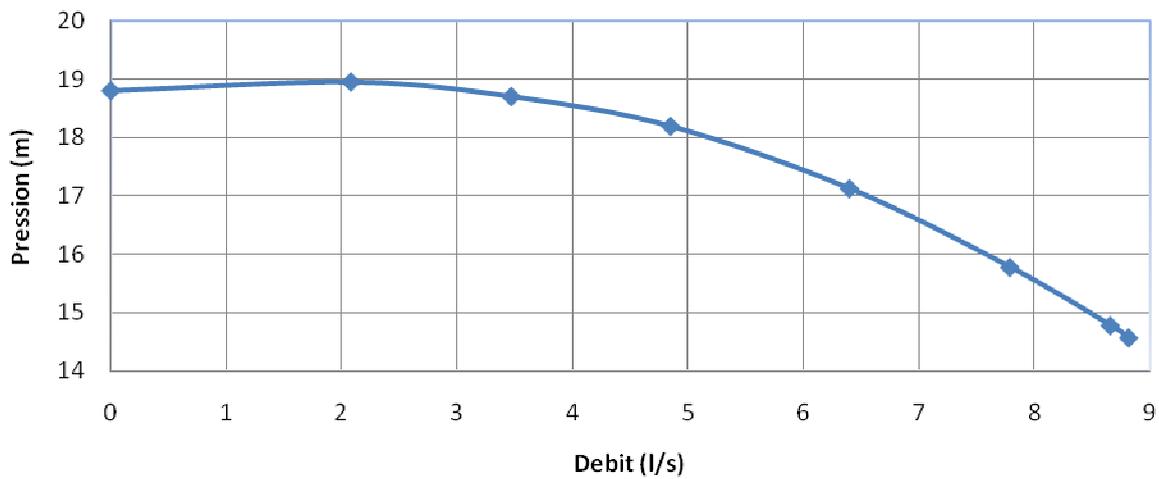


### Courbe caractéristique du noeud 27

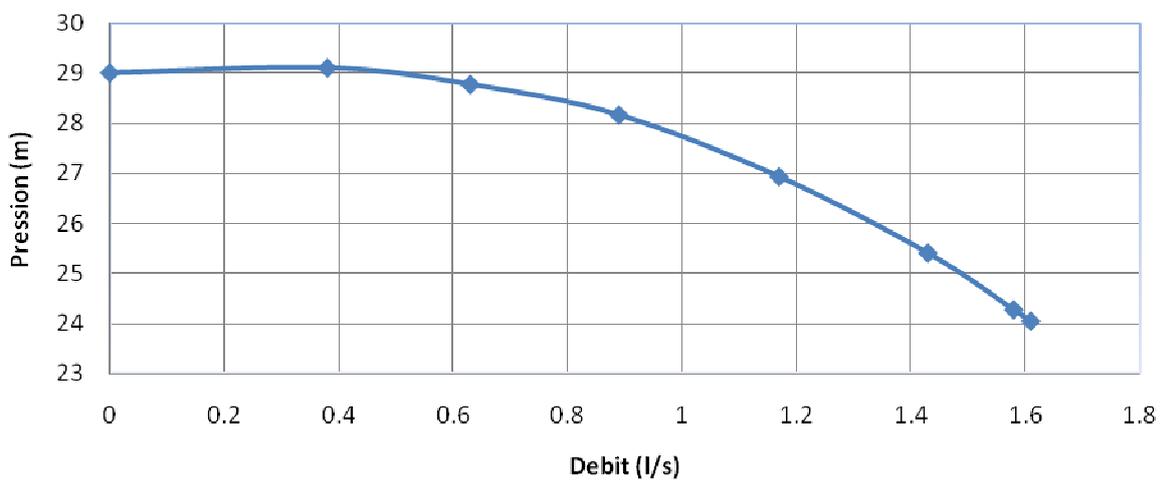




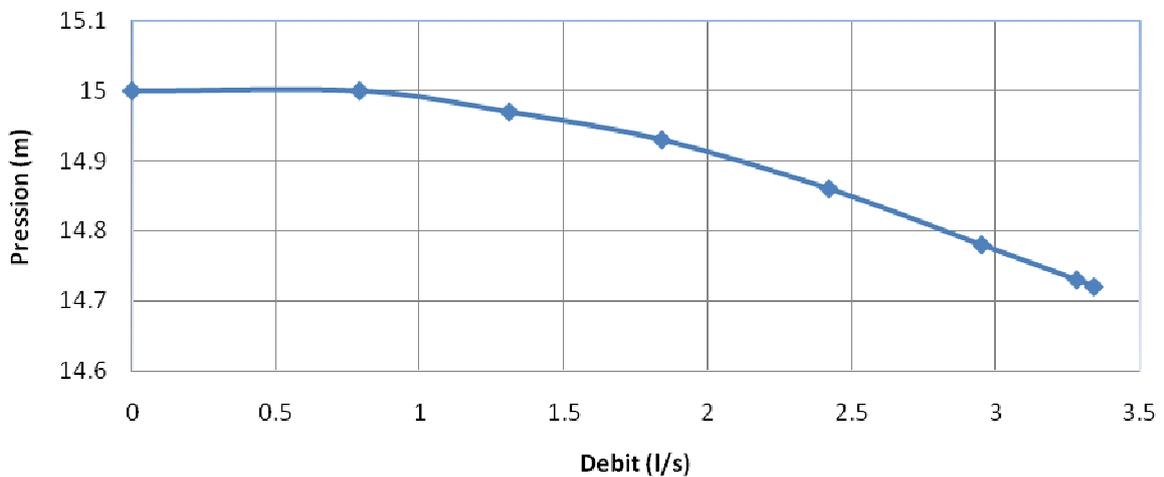
**Courbe caractéristique du noeud 28**



**Courbe caractéristique du noeud 29**

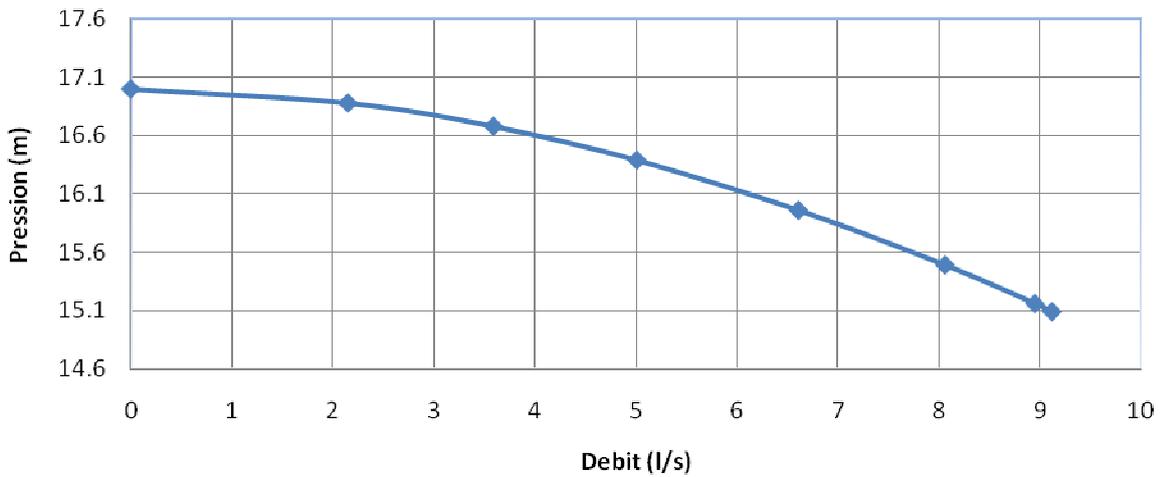


**Courbe caractéristique du noeud 30**

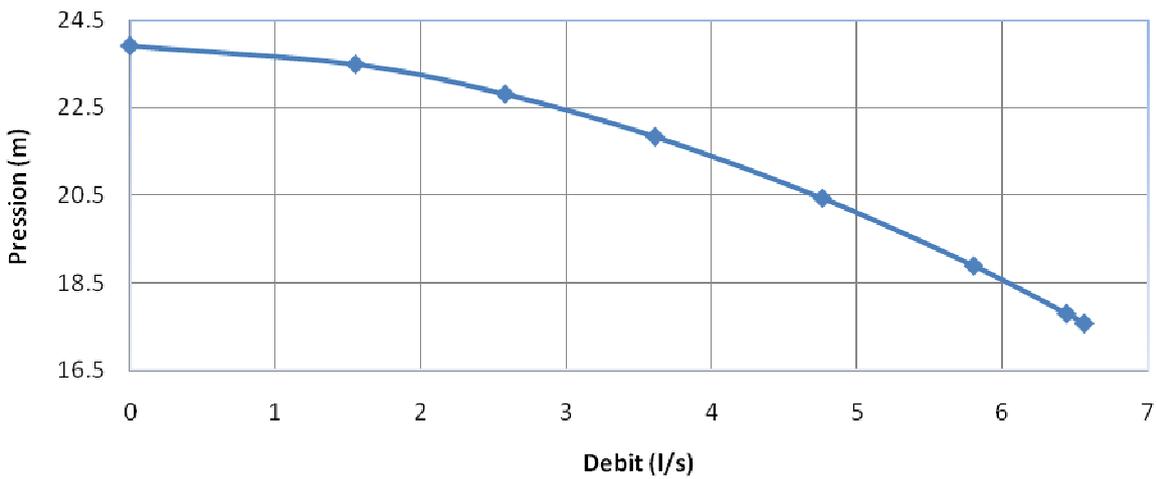




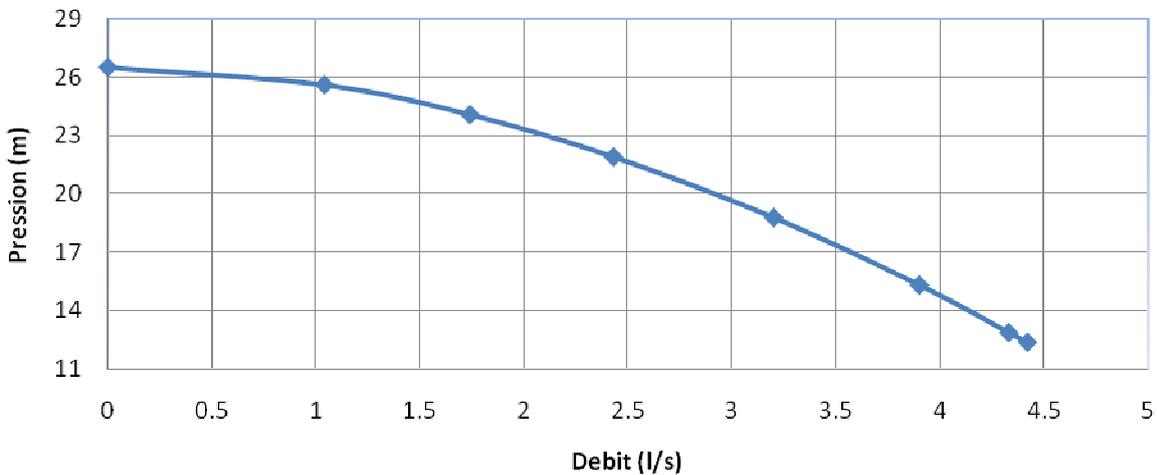
### Courbe caractéristique du noeud 31



### Courbe caractéristique du noeud 32

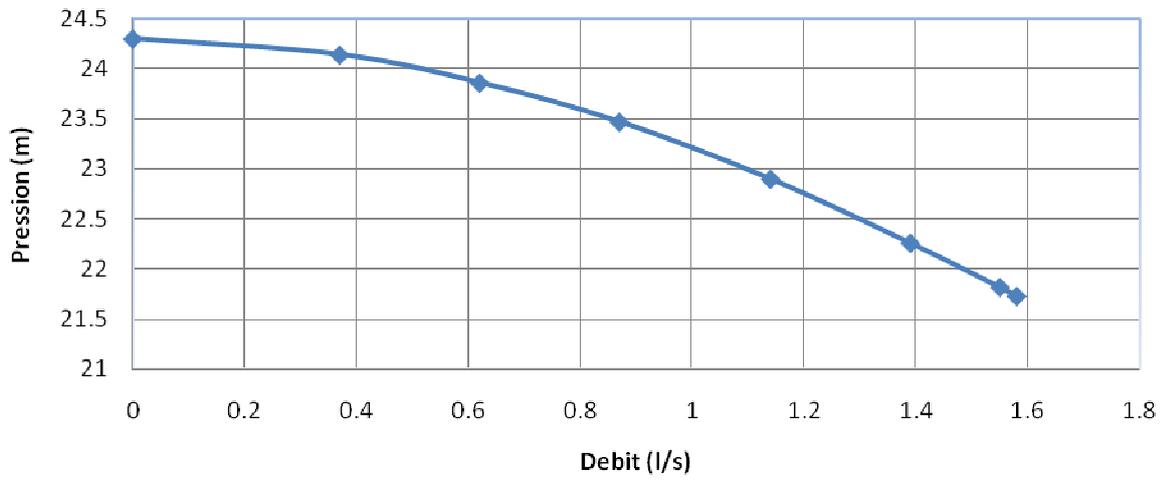


### Courbe caractéristique du noeud 33





### Courbe caractéristique du noeud 34





*Profil en Long du tronçons: R<sub>1</sub>-N<sub>6</sub> / N<sub>6</sub>-N<sub>4</sub>*



Légende :

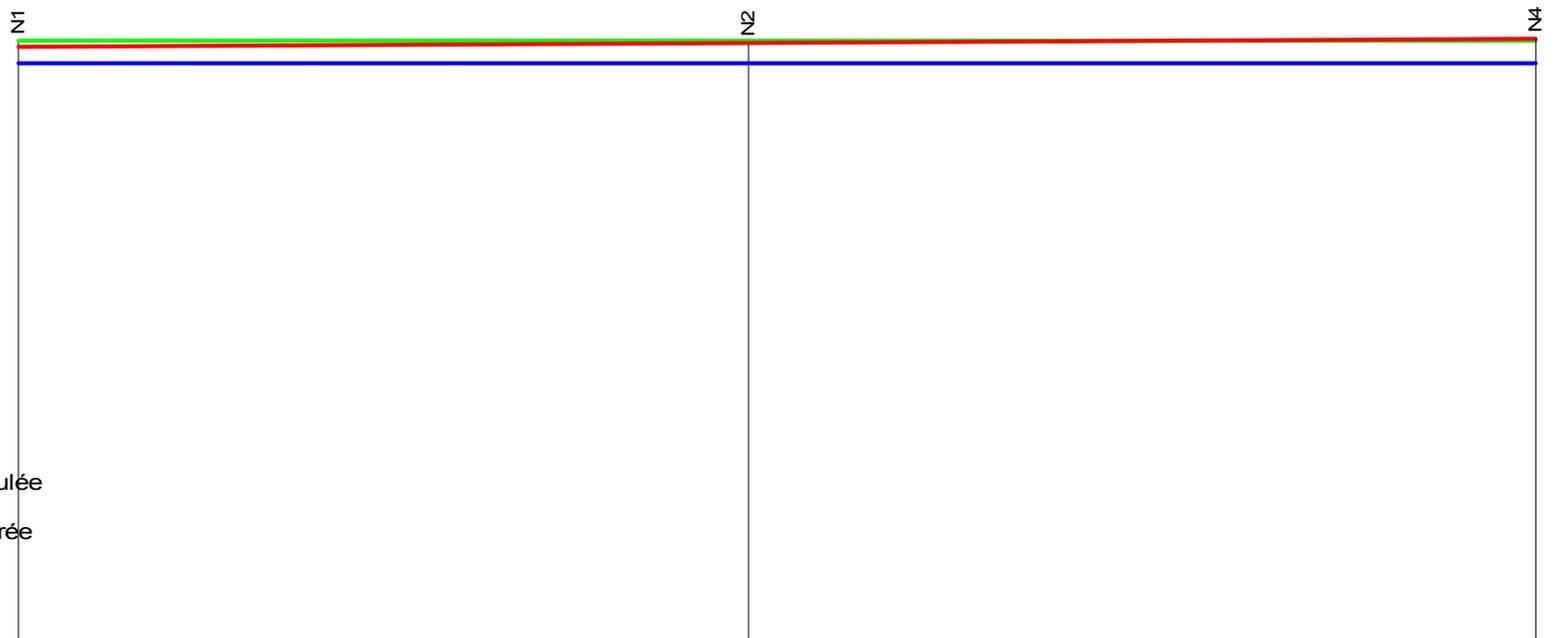
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	126.75		33.19	
Perte de charge linéaire (mm/m)	3.59		2.96	
Cote piézométrique (m)	528.00	525.91		523.09
Cote sol (m)	525.00	504.20		501.50
Distance partielle (m)	583		951	
Distance cumulée (m)	0	583		1534
Diamètre de la conduite (mm)	400.00		250.00	



*Profil en Long du tronçons: N<sub>1</sub>-N<sub>2</sub> / N<sub>2</sub>-N<sub>4</sub>*



Légende :

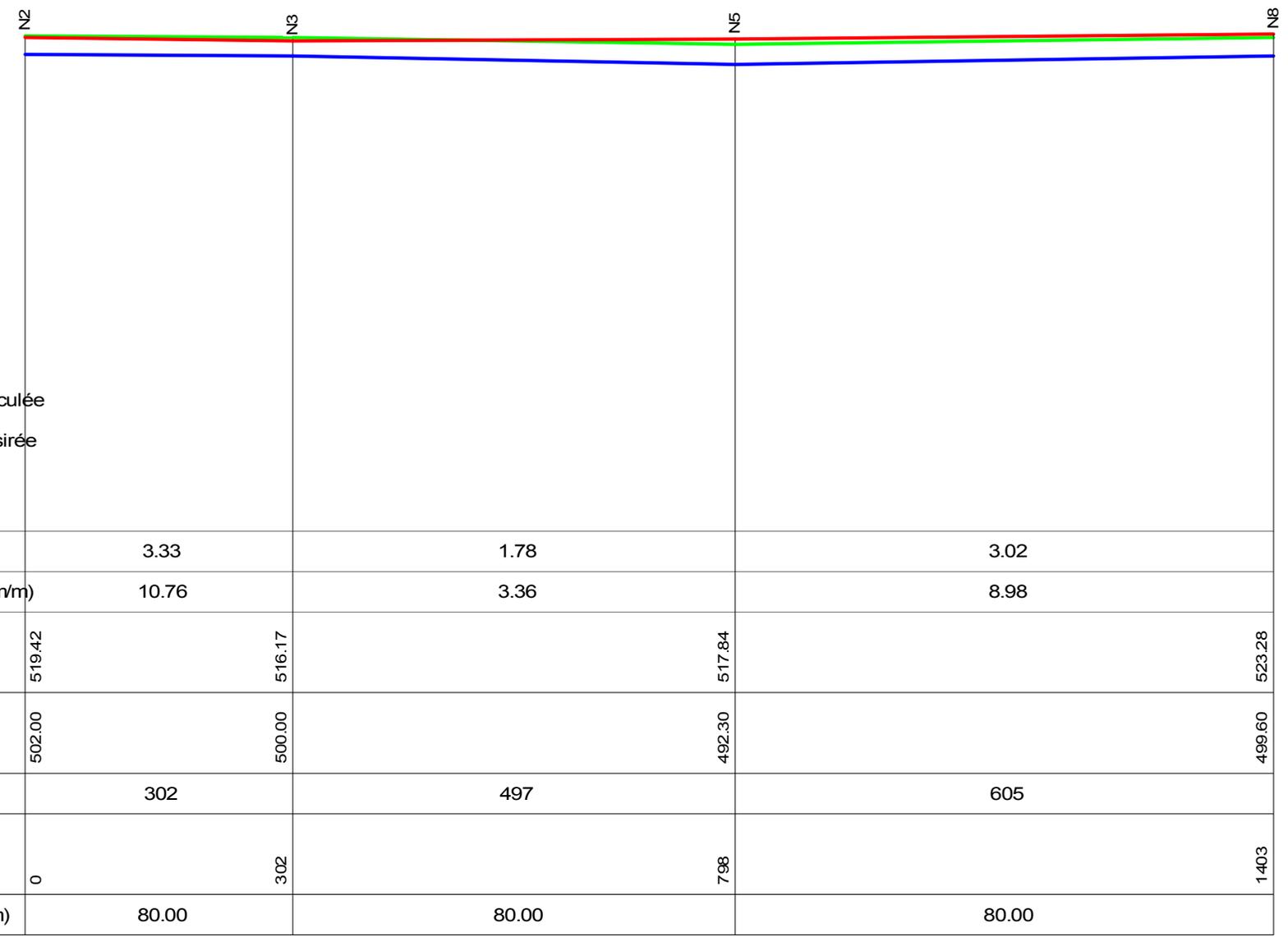
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	2.93		14.27	
Perte de charge linéaire (mm/m)	8.48		7.46	
Cote piézométrique (m)	515.53	519.42		523.09
Cote sol (m)	502.50	502.00		501.50
Distance partielle (m)	458		493	
Distance cumulée (m)	0	458		951
Diamètre de la conduite (mm)	80.00		150.00	



Profil en Long des tronçons:  $N_2-N_3 / N_3-N_5 / N_5-N_8$



Légende :

- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	3.33		1.78		3.02	
Perte de charge linéaire (mm/m)	10.76		3.36		8.98	
Cote piézométrique (m)	519.42	516.17	517.84	517.84	523.28	523.28
Cote sol (m)	502.00	500.00	492.30	492.30	499.60	499.60
Distance partielle (m)	302		497		605	
Distance cumulée (m)	0	302	798	798	1403	1403
Diamètre de la conduite (mm)	80.00		80.00		80.00	



*Profil en Long du tronçon: N<sub>8</sub>-N<sub>9</sub>*



Légende :

- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)		3.53
Perte de charge linéaire (mm/m)		11.98
Cote piézométrique (m)	523.28	516.67
Cote sol (m)	499.60	490.00
Distance partielle (m)		552
Distance cumulée (m)	0	552
Diamètre de la conduite (mm)		80.00



**Profil en Long du tronçons: N<sub>6</sub>-N<sub>7</sub>/N<sub>7</sub>-N<sub>8</sub>**



Légende :

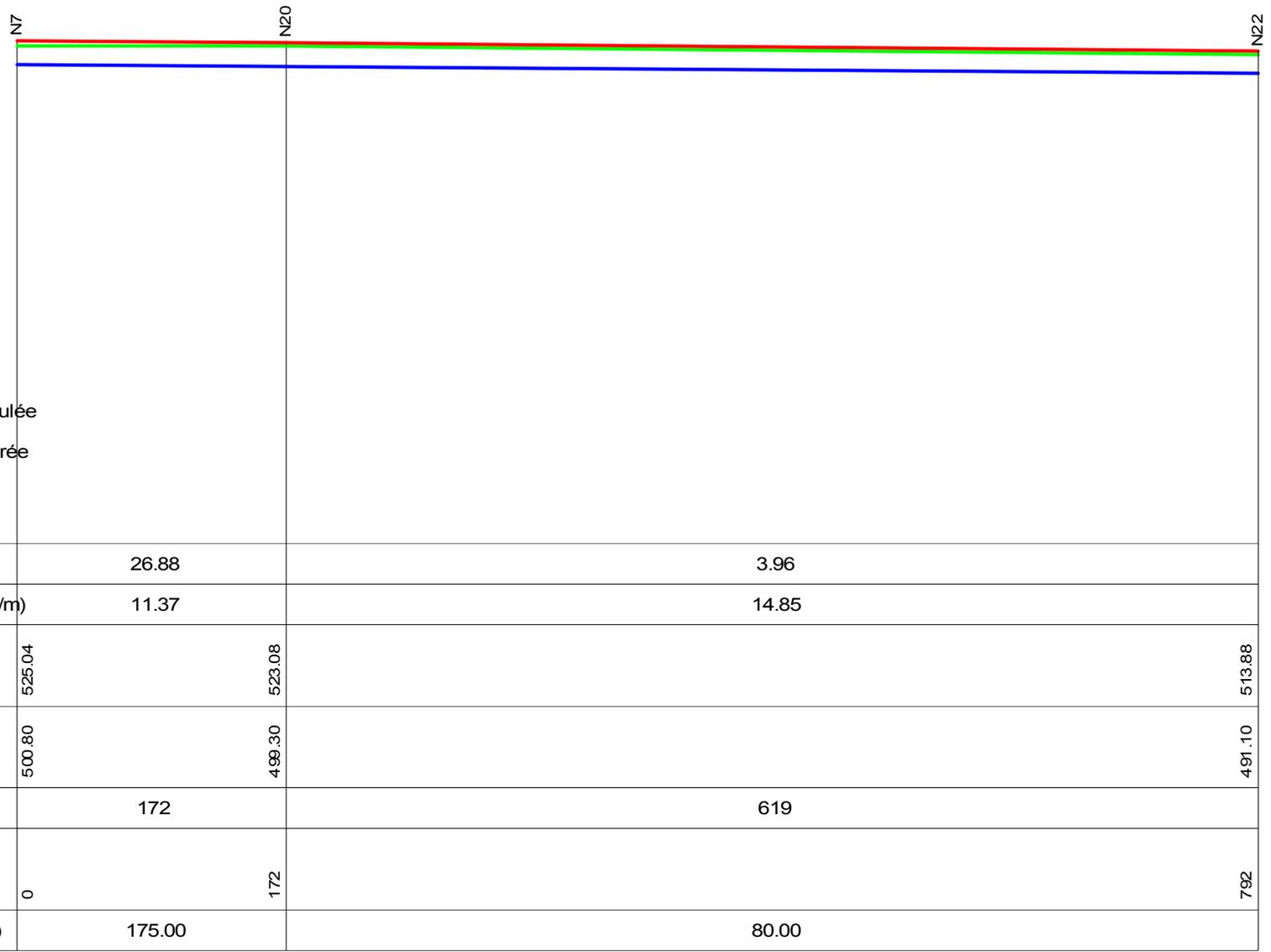
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	45.64		15.28	
Perte de charge linéaire (mm/m)	5.34		8.47	
Cote piézométrique (m)	525.91	525.04		523.28
Cote sol (m)	504.20	500.80		499.60
Distance partielle (m)	163		208	
Distance cumulée (m)	0	163		371
Diamètre de la conduite (mm)	250.00		150.00	



**Profil en Long du tronçons: N<sub>7</sub>-N<sub>20</sub> /N<sub>20</sub>-N<sub>22</sub>**



Légende :

- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	26.88		3.96	
Perte de charge linéaire (mm/m)	11.37		14.85	
Cote piézométrique (m)	525.04	523.08		513.88
Cote sol (m)	500.80	499.30		491.10
Distance partielle (m)	172		619	
Distance cumulée (m)	0	172		792
Diamètre de la conduite (mm)	175.00		80.00	



**Profil en Long du tronçons: N<sub>20</sub>-N<sub>21</sub> /N<sub>21</sub>-N<sub>28</sub> /N<sub>28</sub>-N<sub>29</sub>**



Légende :

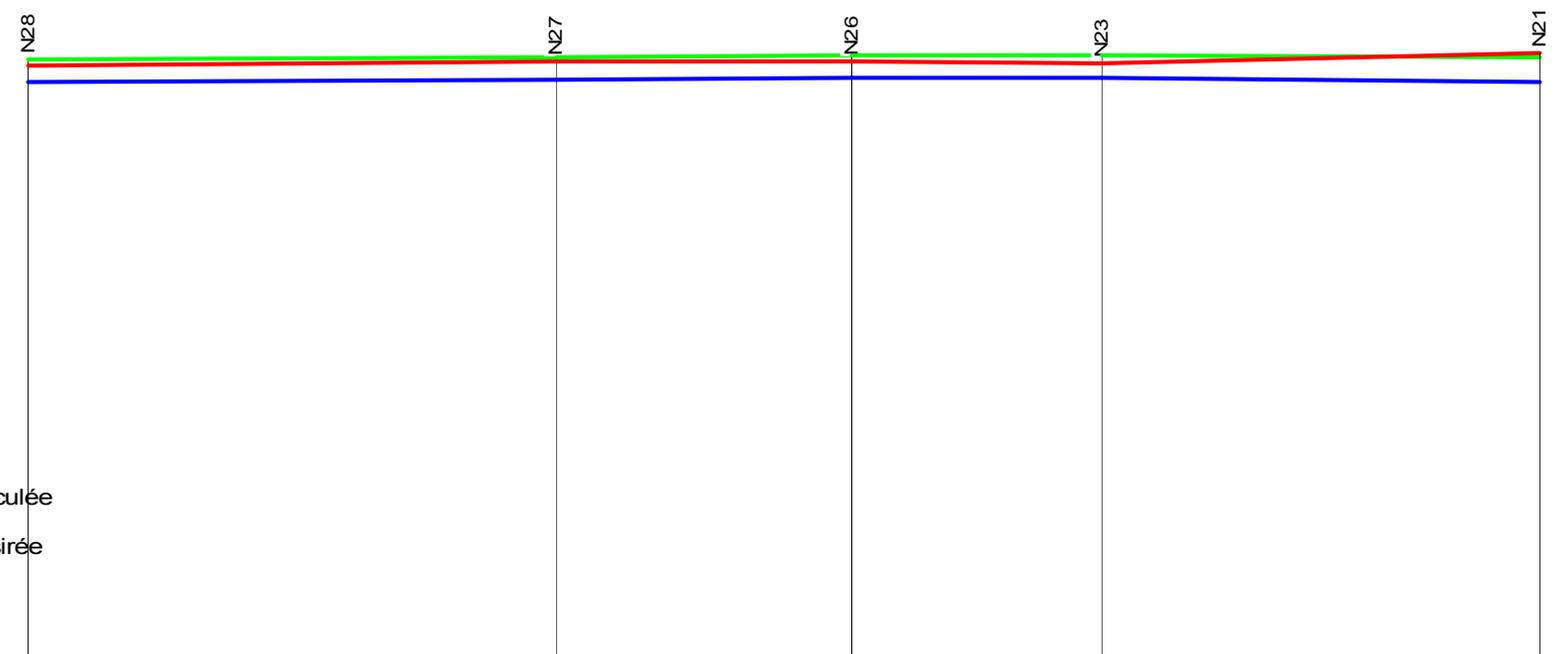
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	16.49		3.87		1.61	
Perte de charge linéaire (mm/m)	9.74		14.20		2.81	
Cote piézométrique (m)	523.08	521.01		511.77		511.06
Cote sol (m)	499.30	497.30		497.20		487.00
Distance partielle (m)	213		651		252	
Distance cumulée (m)	0	213		863		1115
Diamètre de la conduite (mm)	150.00		80.00		80.00	



**Profil en Long du tronçons:  $N_{28}-N_{27}$  /  $N_{27}-N_{26}$  /  $N_{26}-N_{23}$  /  $N_{23}-N_{21}$**



Légende :

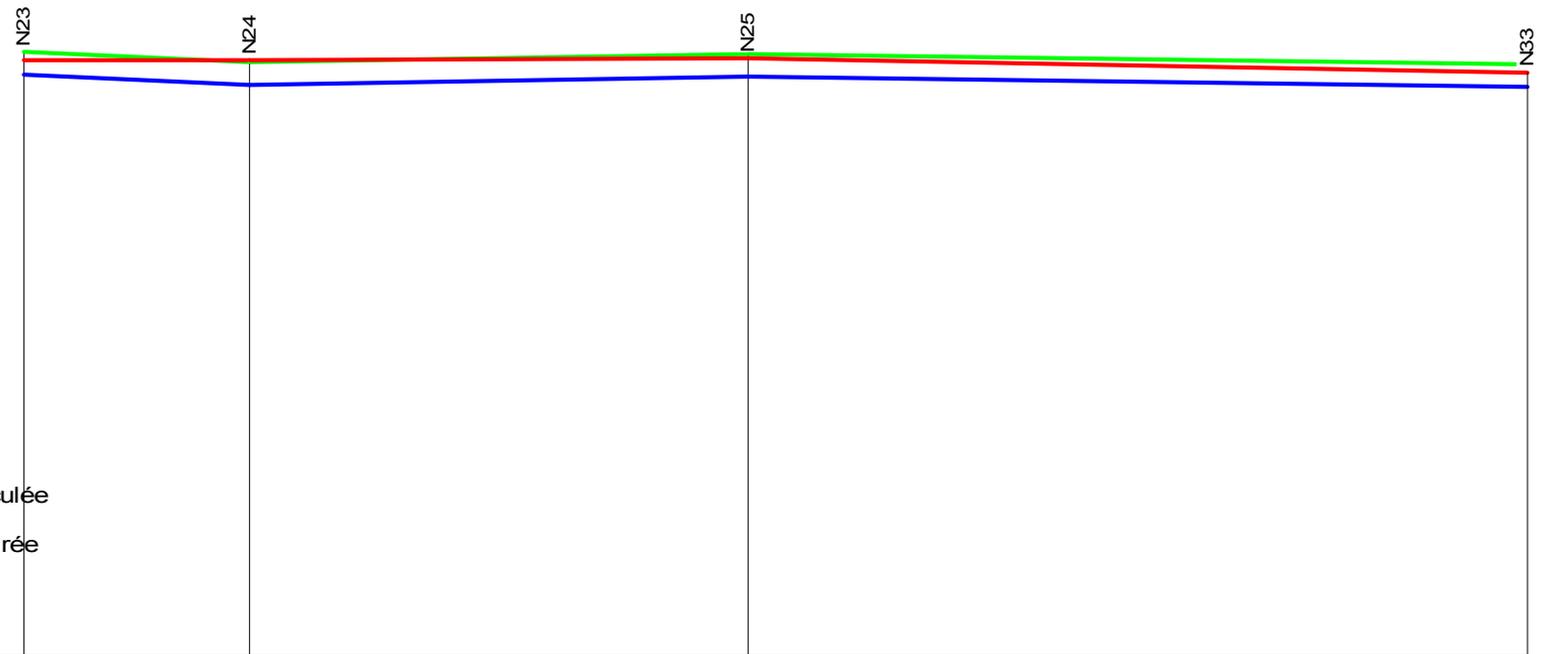
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)		6.56	11.31	2.77	4.56
Perte de charge linéaire (mm/m)		4.30	4.85	7.63	19.29
Cote piézométrique (m)	511.77	513.81	515.11	513.38	521.01
Cote sol (m)	497.20	497.90	500.00	500.00	497.30
Distance partielle (m)		475	267	226	395
Distance cumulée (m)	0	475	742	968	1364
Diamètre de la conduite (mm)		125.00	150.00	80.00	80.00



**Profil en Long du tronçons:  $N_{23}$ - $N_{24}$  /  $N_{24}$ - $N_{25}$  /  $N_{25}$ - $N_{33}$**



Légende :

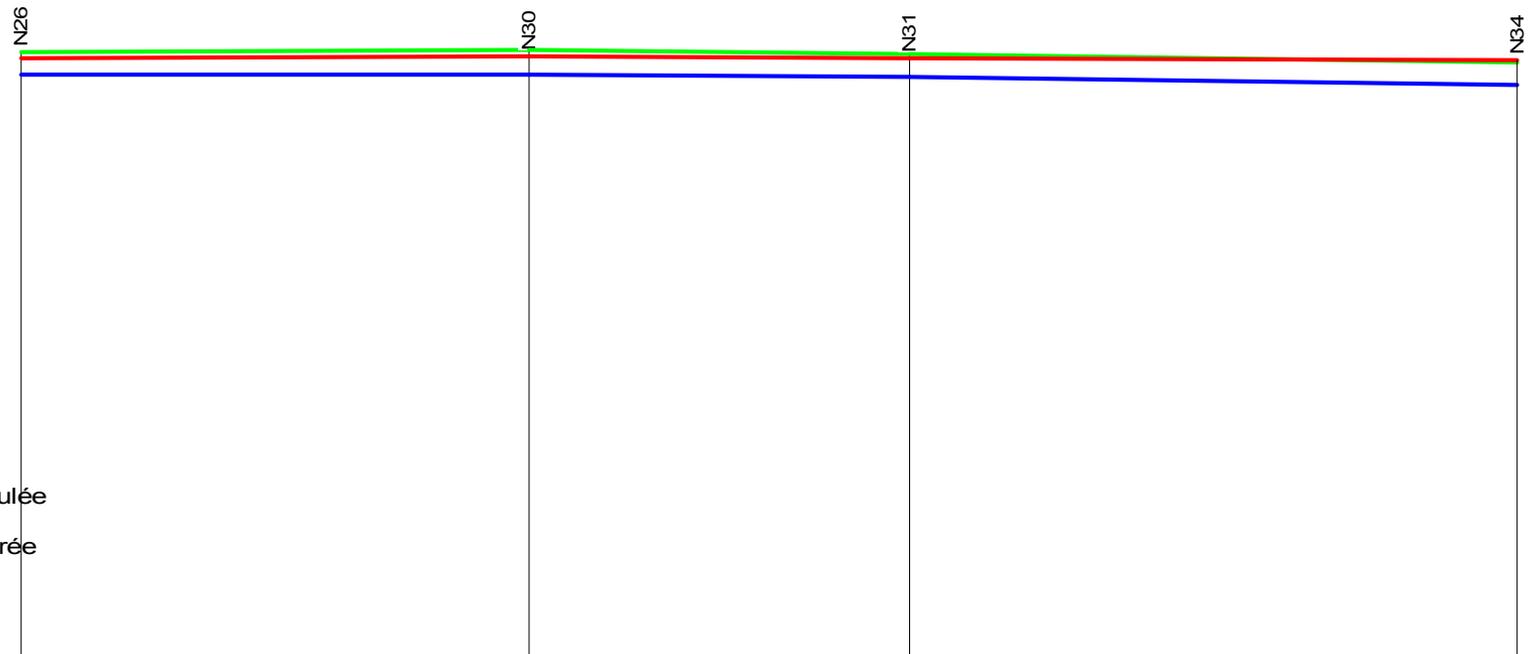
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	2.06		2.05		4.42	
Perte de charge linéaire (mm/m)	4.43		4.38		18.15	
Cote piézométrique (m)	513.38	512.49	514.42		501.89	
Cote sol (m)	500.00	491.50	498.40		489.50	
Distance partielle (m)	201		442		690	
Distance cumulée (m)	0	201	643		1333	
Diamètre de la conduite (mm)	80.00		80.00		80.00	



**Profil en Long du tronçons: N<sub>26</sub>-N<sub>30</sub> /N<sub>30</sub>-N<sub>31</sub> /N<sub>31</sub>-N<sub>34</sub>**



Légende :

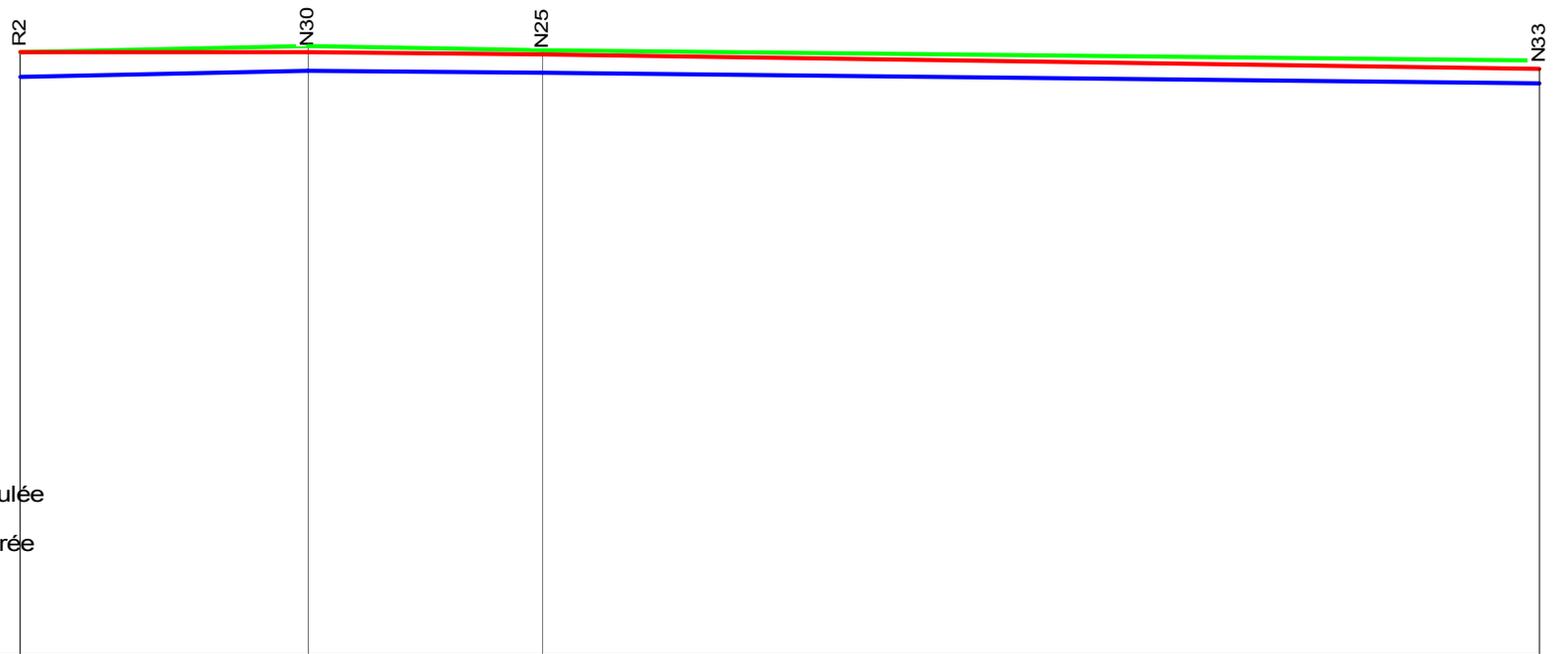
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	18.55		17.24		1.57	
Perte de charge linéaire (mm/m)	2.99		10.59		2.68	
Cote piézométrique (m)	515.11	515.72	514.09	513.43		
Cote sol (m)	500.00	501.00	499.00	491.70		
Distance partielle (m)	205		154		246	
Distance cumulée (m)	0	205	359	604		
Diamètre de la conduite (mm)	200.00		150.00		80.00	



**Profil en Long du tronçons: R<sub>2</sub>-N<sub>30</sub> /N<sub>30</sub>-N<sub>25</sub> /N<sub>25</sub>-N<sub>33</sub>**



Légende :

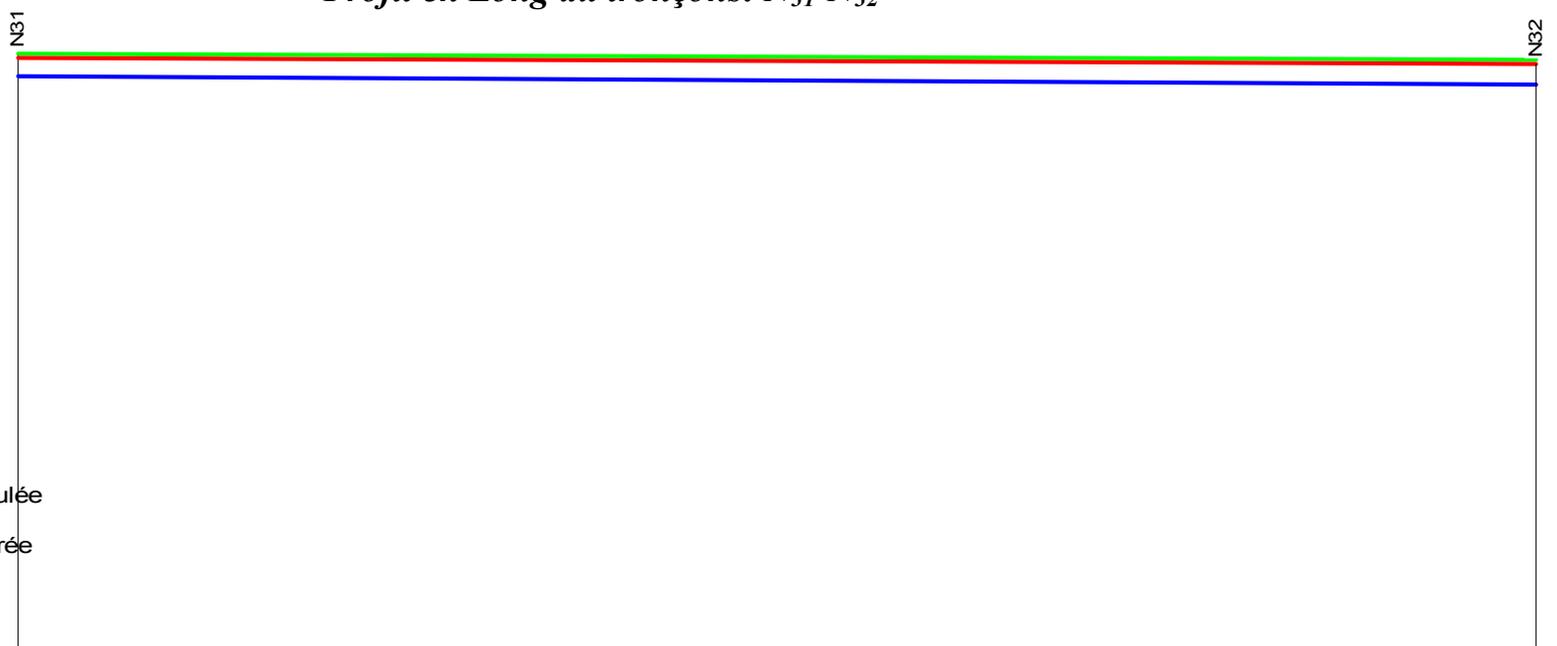
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	53.89		14.76		4.42	
Perte de charge linéaire (mm/m)	1.41		7.94		18.15	
Cote piézométrique (m)	516.00	515.72	514.42			501.89
Cote sol (m)	496.00	501.00	498.40			489.50
Distance partielle (m)	200		163		690	
Distance cumulée (m)	0	200	363			1054
Diamètre de la conduite (mm)	350.00		150.00		80.00	



*Profil en Long du tronçons: N<sub>31</sub>-N<sub>32</sub>*



Légende :

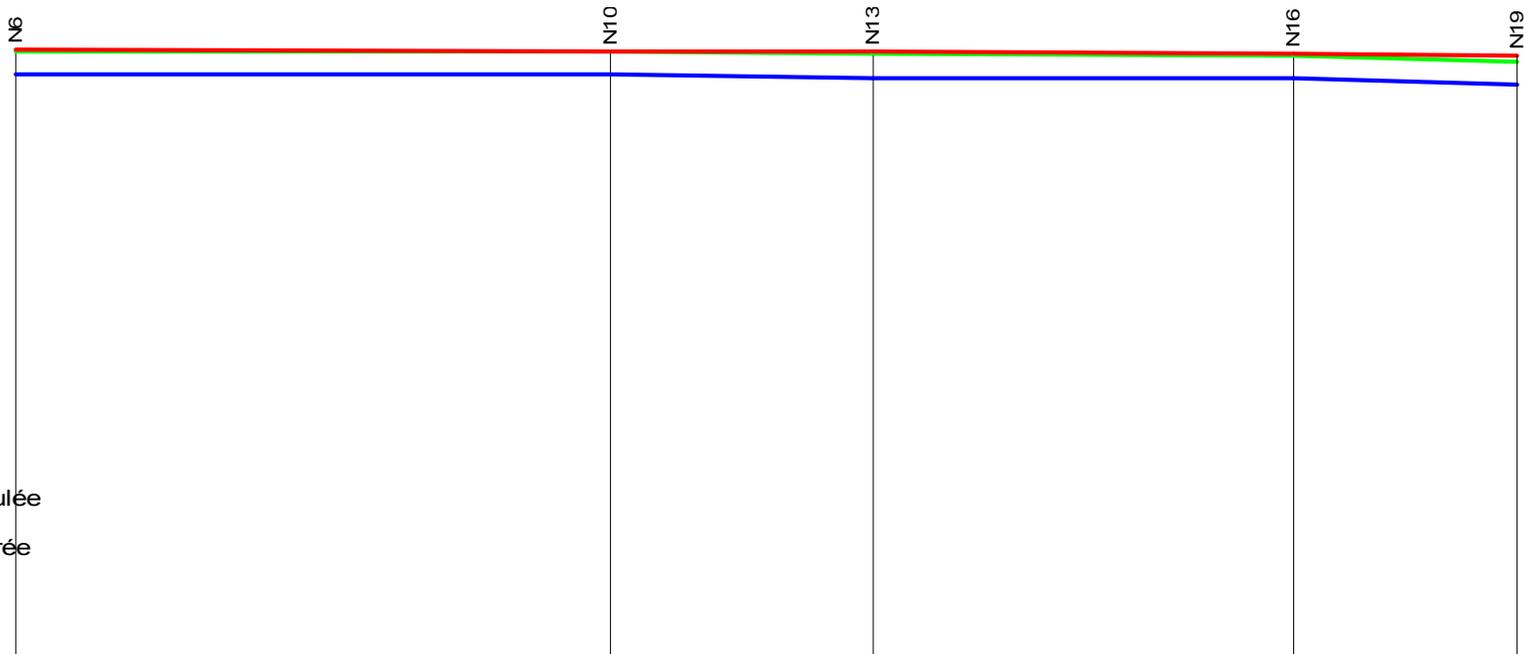
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)		6.56	
Perte de charge linéaire (mm/m)		4.29	
Cote piézométrique (m)	514.09		509.69
Cote sol (m)	499.00		492.10
Distance partielle (m)		1025	
Distance cumulée (m)	0		1025
Diamètre de la conduite (mm)		125.00	



*Profil en Long du tronçons: N<sub>6</sub>-N<sub>10</sub> /N<sub>10</sub>-N<sub>13</sub> /N<sub>13</sub>-N<sub>16</sub>/N<sub>16</sub>-N<sub>19</sub>*



Légende :

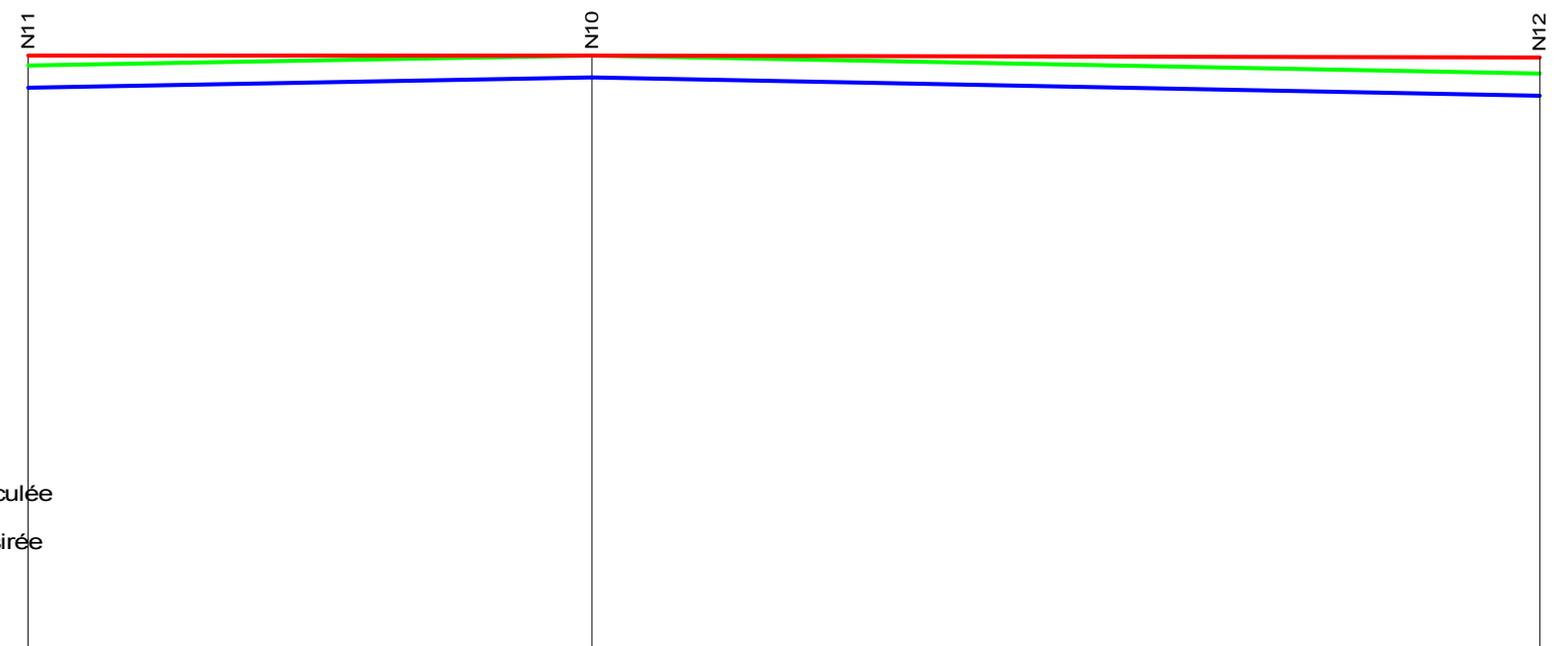
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	37.44		24.49		11.51		1.26	
Perte de charge linéaire (mm/m)	3.70		4.99		5.01		1.78	
Cote piézométrique (m)	525.91	523.97	522.82	520.97	520.62			
Cote sol (m)	504.20	503.70	501.00	500.00	494.30			
Distance partielle (m)	523		231		370		197	
Distance cumulée (m)	0	523	754	1124	1321			
Diamètre de la conduite (mm)	250.00		200.00		150.00		80.00	



**Profil en Long du tronçons:  $N_{11}-N_{10}/N_{10}-N_{12}$**



Légende :

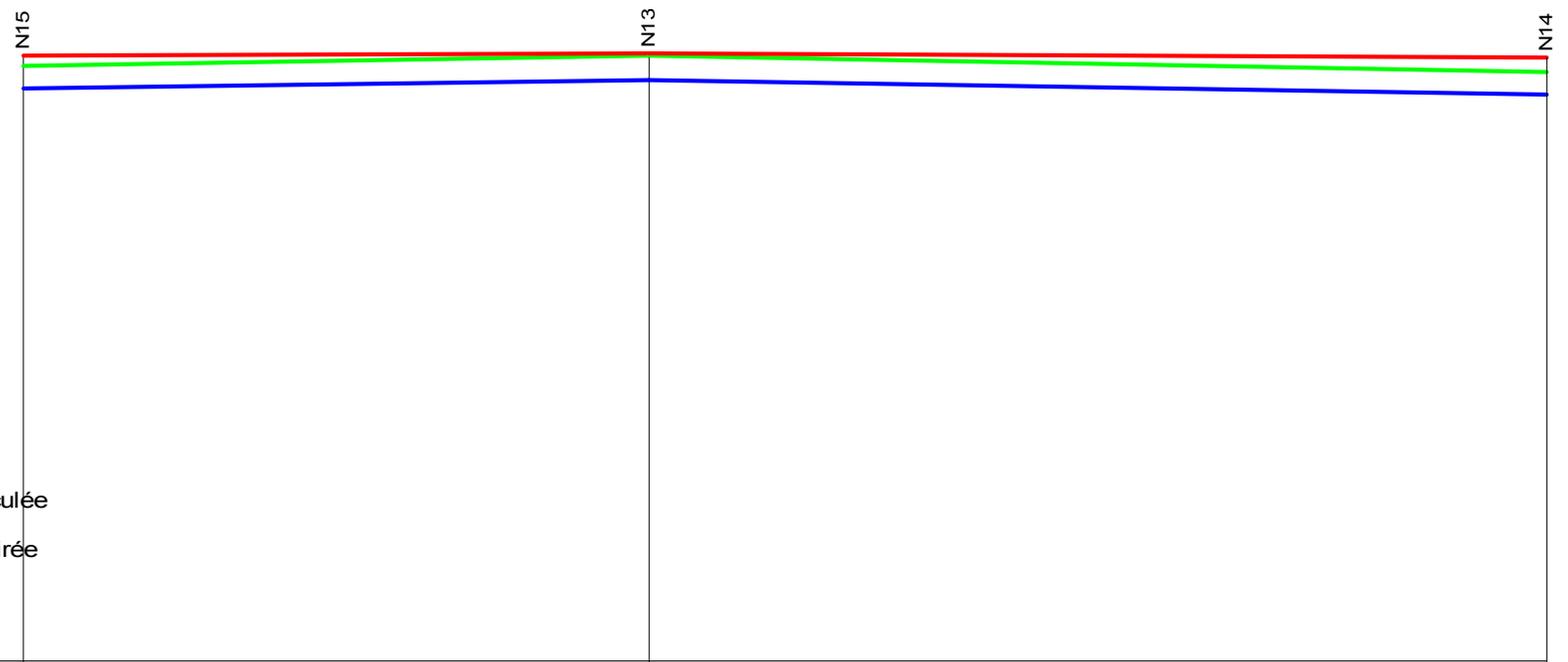
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)		1.52		2.55	
Perte de charge linéaire (mm/m)		2.51		6.54	
Cote piézométrique (m)	523.38		523.97		521.37
Cote sol (m)	495.30		503.70		487.20
Distance partielle (m)		237		398	
Distance cumulée (m)	0		237		635
Diamètre de la conduite (mm)		80.00		80.00	



**Profil en Long du tronçons:  $N_{15}-N_{13}/N_{13}-N_{14}$**



Légende :

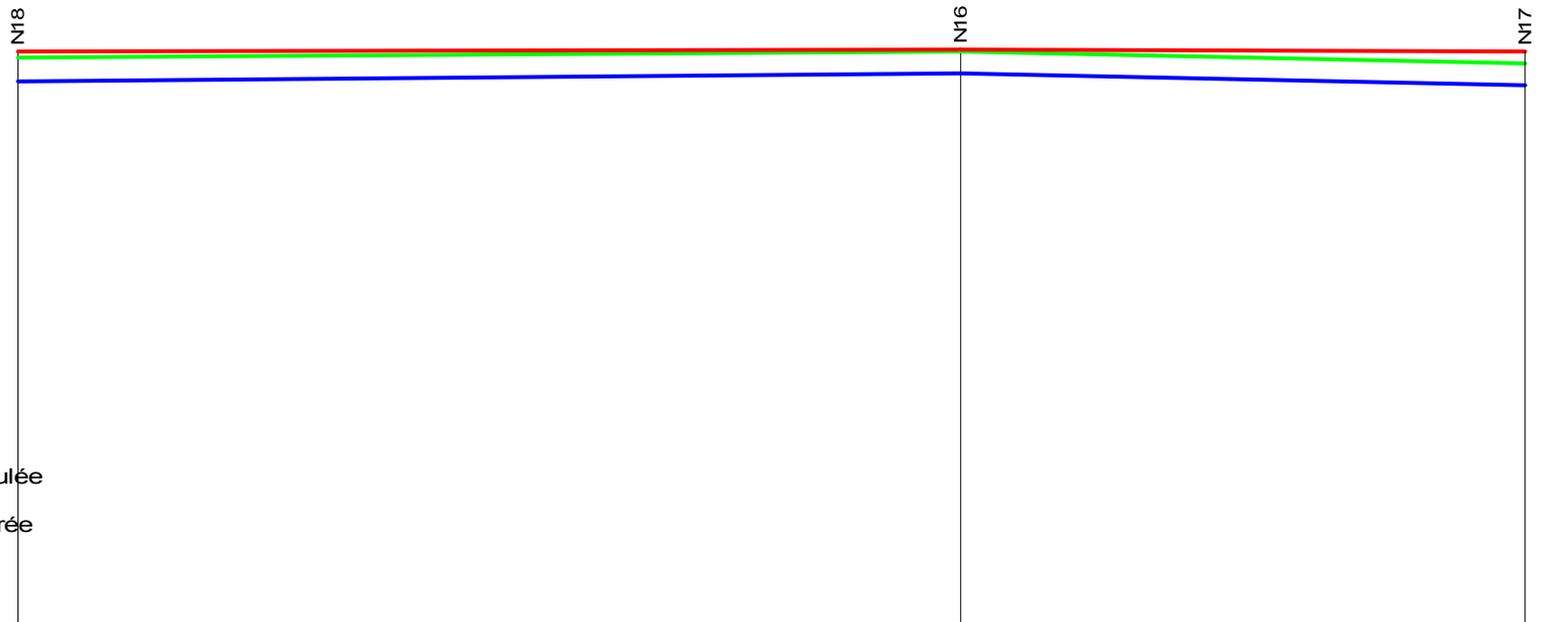
- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)	1.88		2.69	
Perte de charge linéaire (mm/m)	3.72		7.25	
Cote piézométrique (m)	521.73	522.82	519.77	
Cote sol (m)	493.00	501.00	487.80	
Distance partielle (m)	293		421	
Distance cumulée (m)	0	293		714
Diamètre de la conduite (mm)	80.00		80.00	



*Profil en Long du tronçon: N<sub>18</sub>-N<sub>16</sub>/N<sub>16</sub>-N<sub>17</sub>*



Légende :

- Cote piézométrique calculée
- Cote piézométrique désirée
- Cote sol

P.H.R. (m) : 0.00

Débit (l/s)		2.07		1.24
Perte de charge linéaire (mm/m)		4.46		1.73
Cote piézométrique (m)	519.53		520.97	520.64
Cote sol (m)	488.80		500.00	490.10
Distance partielle (m)		323		194
Distance cumulée (m)	0		323	517
Diamètre de la conduite (mm)		80.00		80.00