

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université MOHAMED SEDDIK BENYHIA Jijel  
Faculté de la Technologie



**Département du Génie Civil et Hydraulique**

**MÉMOIRE DE FIN DE CYCLE**

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique

Option : Hydraulique Urbaine

**Thème**

---

*L'alimentation en eau potable de la cité*

*MEZGHITANE (POS 20 et 29) Jijel*

---

Présenté par:

Mlle. LAATER Bouchra

Mlle. AMIMOUR Imen

Dirigé par:

Mr. AINAS Belkacem

Mr. ABDI Ishak

Membres de jury:

Président: Mr. BOUDJERDA Merouane

Examineur : Mr. KESSILI Abedlhak

Promotion 2020

## ***Remerciements***

*Nous tenons à remercier : Tout d'abord le bon Dieu de m'avoir donné le courage et la patience de mener à bien ce travail.*

*Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à :*

*Notre promoteur Mr. AINAS Belkacem pour avoir accepté de nous encadrer, pour les précieux conseils qu'il nous a donné et*

*pour tout le temps qu'il nous a accordé, et Mr. ABDI Ishak*

*aussi.*

*Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation d'hydraulicien.*

*Nous tenons à remercier aussi Les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer notre modeste travail.*

*En fin, nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la Réalisation de ce modeste travail.*

*Sans oublier nos chères familles et toutes nos amies.*

# *Dédicace*

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

*A mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis*

*Pour me voir enfin atteindre cet objectif.*

*A mes sœurs*

*A toute ma famille.*

*Tous mes amis sans exception.*

*A mon binôme Bouchra et sa famille.*

*A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.*

*A tous ceux que j'aime.*

*Merci !*

*Imen*

# *Dédicace*

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

*A mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis*

*Pour me voir enfin atteindre cet objectif.*

*A mon frère et mes sœurs*

*A toute ma famille.*

*Tous mes amis sans exception.*

*A mon binôme Imen et sa famille.*

*A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès.*

*A tous ceux que j'aime.*

*Merci !*

*Bouchra*

# *Sommaire*

Introduction générale :.....	1
<b>Chapitre I : Présentation de site</b>	
Introduction :.....	2
I.1.Situation géographique :.....	2
I.1.1.La wilaya :.....	
I.1.2.Présentation de la zone d'étude :.....	2
I.2.Situation topographique :.....	3
I.3.Situation sismique :.....	4
I.4.Situation climatique :.....	5
I.4.1.Températures :.....	5
I.4.2.Précipitation :.....	5
I.4.3.Le vent :.....	5
I.5.Situation sociologique :.....	5
I.6.Situation hydrographique :.....	6
I.7.Situation hydraulique :.....	6
Conclusion :.....	6
<b>Chapitre II : Estimation des besoins en eau</b>	
Introduction :.....	7
II.1.Evolution de la population :.....	7
II.2.L'état actuelle et développement de l'agglomération :.....	8
II.3.Catégories des besoins :.....	10
II.4.Choix de la norme unitaire de consommation :.....	11
II.5.Estimation des besoins futurs :.....	11
II.5.1.Détermination de la consommation moyenne journalière :.....	11
II.5.1.1.Besoins domestiques de chaque agglomération :.....	12
II.5.1.2.Besoins d'équipements publics de chaque agglomération :.....	13
II.5.1.3.Récapitulatif des différentes consommations journalières :.....	15
II.5.1.4.Majoration de la consommation journalière des besoins :.....	15
II.6.Variation de la consommation journalière :.....	15
II.6.1.Coefficient d'irrégularité maximal journalier ( $K_{max.j}$ ) :.....	16
II.6.2.Variation de consommation maximale journalière ( $Q_{max.j}$ ) :.....	16
II.6.3.Coefficient d'irrégularité minimum journalier ( $K_{min.j}$ ) :.....	16
II.6.4.Variation de consommation minimale journalière ( $Q_{min.j}$ ) :.....	17
II.7.Variation de la consommation horaire :.....	17
II.7.1.La consommation moyenne horaire :.....	17
II.7.2.La consommation maximale horaire :.....	18
II.7.3.La consommation minimale horaire :.....	19
II.8.Evaluation de la consommation horaire :.....	20
Conclusion :.....	24
<b>Chapitre III : Les Réservoirs</b>	
Introduction :.....	25

III.1.Rôle des réservoirs :.....	25
III.2.Principe de fonctionnement :.....	25
III.3.Emplacement du réservoir :.....	25
III.4.Classification des réservoirs :.....	26
III.4.1.D'après la nature des matériaux :.....	26
III.4.2.D'après la situation des lieux :.....	26
III.4.3.D'après la forme géométrique :.....	26
III.4.4.D'après l'utilisation :.....	27
III.5.Choix du type de réservoir :.....	27
III.6.Les équipements du réservoir :.....	27
III.6.1.Conduite d'adduction :.....	28
III.6.2.Conduite de distribution :.....	29
III.6.3.Conduite du trop-plein :.....	29
III.6.4.Conduite de vidange :.....	30
III.6.5.Conduite de by-pass :.....	30
III.6.6.Système de matérialisation de la réserve d'incendie :.....	31
III.6.6.1.Système à deux prises :.....	31
III.6.6.2.Système à siphon :.....	31
III.7.Capacité du réservoir :.....	32
III.8.Détermination de la capacité d'un réservoir :.....	32
III.8.1.Principe de calcul :.....	32
III.8.1.1.Méthode analytique :.....	32
III.8.1.2.Méthode graphique :.....	33
III.9.2.Détermination du volume total d'un réservoir :.....	33
III.9.Dimensionnement des réservoirs :.....	34
III.9.1Dimensionnement du réservoir de POS 29 :.....	34
III.9.1.1La capacité du réservoir :.....	34
III.9.1.2Diamètre du réservoir :.....	38
III.9.1.3Hauteur de la réserve d'incendie :.....	39
III.9.2.Dimensionnement du réservoir de POS 20 (AMEZOUJ) :.....	39
III.9.2.1.La capacité du réservoir :.....	39
III.9.2.2.Le diamètre du réservoir :.....	43
III.9.2.3.Hauteur de la réserve d'incendie :.....	44
Conclusion :.....	44

## **Chapitre IV : Adduction**

Introduction :.....	45
IV.1.Classification de l'adduction :.....	45
IV.1.1.Adduction gravitaire :.....	45
IV.1.2.Adduction par refoulement :.....	45
IV.1.3.Adduction mixte (Refoulement- gravitaire) :.....	46
IV.2.Choix du tracé :.....	47
IV.3.Description du schéma d'adduction :.....	47
IV.4.Choix du type des conduites :.....	48

IV.5.Etude technico-économique de l'adduction :.....	48
IV.5.1.Calcul du diamètre économique :.....	49
IV.5.1.2.Cas refoulement :.....	49
IV.5.1.3.Cas gravitaire :.....	49
IV.5.2.Calcul de la vitesse :.....	50
IV.5.3.Calcul des pertes des charges :.....	50
IV.5.3.1.Perte de charge linéaire (HI) :.....	51
IV.5.3.2.Calcul du coefficient de pertes de charge $\lambda$ :.....	51
IV.5.3.3.Pertes de charge singulières (HS) :.....	52
IV.5.3.4.Les pertes de charge totales :.....	52
IV.5.4.Calculs hydrauliques :.....	53
IV.5.4.1.La hauteur manométrique totale :.....	53
IV.5.4.2.Puissance de la pompe :.....	53
IV.5.4.3.Energie consommée par la pompe :.....	53
IV.5.4.4.Frais d'exploitation :.....	54
IV.5.4.5.Frais d'amortissement :.....	54
IV.5.4.6.Bilan général :.....	54
IV.5.4.7.Prix des conduites :.....	55
IV.6.Equipement de l'adduction :.....	55
IV.6.1.Robinets et vannes :.....	55
IV.6.2.Ventouses :.....	55
IV.6.3.Les clapets anti-retours :.....	55
IV.6.4.La crépine :.....	55
IV.7.Détermination des diamètres économiques :.....	55
IV.7.1.Adduction par refoulement :.....	55
IV.7.1.1.Calcul de la hauteur manométrique Hmt :.....	57
IV.7.1.2.Calcul des frais d'exploitation :.....	58
IV.7.1.3.Calcul des frais d'amortissement :.....	58
IV.7.1.4.Calcul du bilan général :.....	58
IV.7.2.Adduction gravitaire :.....	59
IV.7.2.1.Calcul du diamètre :.....	59
IV.7.Récapitulatif des diamètres économiques :.....	60
Conclusion :.....	60

## **Chapitre V : Pompes et Stations de pompage**

Introduction :.....	61
V.1.Type et classification des pompes :.....	61
V.2.Constitution et principe de fonctionnement d'une pompe :.....	61
V.2.1.Pompes Volumétriques :.....	61
V.2.2.Turbopompes :.....	62
V.2.2.1.Pompes centrifuges :.....	63
V.3.Les stations des pompages :.....	65
V.3.1.Définition :.....	65
V.3.2.Type des stations de pompage :.....	65

V.3.3.Les équipements d'une station de pompage :.....	66
V.3.4. Fonctionnement :.....	67
V.3.5.Dimensionnement :.....	67
V.3.6.Maintenance et mesures de sécurité :.....	67
V.4.Les caractéristiques hydrauliques d'une pompe :.....	67
V.4.1.Hauteur manométrique totale :.....	68
V.4.2. Vitesse de rotation :.....	68
V.4.3. Puissance :.....	68
V.4.3.1.Puissance hydraulique (utile) :.....	68
V.4.3.2.Puissance absorbée :.....	68
V.4.3.3.Puissance mécanique :.....	68
V.4.4.Rendement :.....	68
V.5.Point de fonctionnement de la pompe :.....	69
V.6.Réglage du point de fonctionnement de la pompe :.....	70
V.6.1.Première variante : Réduction où augmentation du temps de pompage :.....	70
V.6.2.Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage) :.....	70
V.6.3.Troisième variante : Variation de la vitesse de rotation :.....	71
V.6.4.Quatrième variante : Rognage de la roue :.....	72
V.7.Montage des pompes :.....	73
V.8.Couplage des pompes :.....	73
V.8.1.Couplage en série :.....	74
V.8.2.Couplage en parallèle :.....	74
V.9.Choix du type de pompe :.....	75
V.10.Choix du nombre de pompe :.....	75
V.11.La cavitation :.....	75
V.12.Choix de la pompe du projet :.....	77
V.12.1.Caractéristiques de la conduite :.....	77
V.12.2.Caractéristiques de la pompe :.....	77
V.13.Etude de la cavitation :.....	78
Conclusion :.....	79

## **Chapitre VI : Protection des conduites**

Introduction :.....	80
VI.1.Causes fréquentes du coup de bélier :.....	80
VI.2.Phénomène de coup de bélier et les dangers qui en découlent :.....	80
VI.2.1.Définition :.....	80
VI.3.Les risques de coup de bélier :.....	81
VI.3.1.Cas de la surpression :.....	81
VI.3.2.Cas de dépression :.....	81
VI.3.3.Inversion de l'écoulement :.....	81
VI.3.4.Mouvements et vibration des conduites :.....	81
VI.4.Interprétation physique du coup de bélier :.....	82
VI.5.Les systèmes de protection anti-bélier :.....	84
VI.6.Etude du coup bélier :.....	88



VI.6.1.La valeur du coup de bélier :.....	88
VI.7.Calcul du coup de bélier pour la conduite de refoulement :.....	90
VI.7.1.Interprétation des résultats :.....	90
Conclusion :.....	90

## **Chapitre VII : Réseau de distribution**

Introduction :.....	91
VII.1.Type des réseaux d'A.E.P :.....	91
VII.1.1.Réseaux ramifiés :.....	91
VII.1.2.Réseaux maillés :.....	92
VII.1.3.Réseaux étagés :.....	92
VII.1.4.Réseaux combinés :.....	92
VII.2.Méthode d'alimentation des réseaux :.....	93
VII.3.Conception du réseau de distribution :.....	93
VII.4.Principe du tracé d'un réseau de distribution :.....	93
VII.5.Choix type du matériau :.....	94
VII.6.Paramètres du réseau :.....	94
VII.7.Equipement d'un réseau de distribution :.....	94
VII.7.1.Appareils et accessoires du réseau :.....	94
VII.7.2.Pièces spéciales de raccord :.....	95
VII.8.Calcul hydraulique :.....	95
VII.8.1.Déterminer les débits du réseau :.....	95
VII.8.1.1.Débit spécifique :.....	95
VII.8.1.2.Débits en route :.....	95
VII.8.1.3.Débits aux nœuds :.....	96
VII.8.1.4.Dimensionnement du réseau :.....	96
VII.8.1.4.1.Calcul des débits en route et les débits aux nœuds de POS 20 :.....	96
VII.8.1.4.2.Calcul des débits en route et les débits aux nœuds de POS 29 :.....	98
VII.9.Modélisation et simulation du réseau (EPANET) :.....	101
VII.9.1.Présentation du logiciel EPANET :.....	101
VII.9.1.1.Présentation la barre utile :.....	101
VII.9.2.Utilisation du logiciel EPANET :.....	102
VII.9.3.Résultats de la simulation :.....	102
VII.9.3.1.De POS 20 :.....	105
VII.9.3.2.De POS 29 :.....	108
VII.9.5.Calcul des pressions de service du réseau en cas d'incendie :.....	108
VII.9.5.1.Interprétation des résultats (cas de pointe + incendie) :.....	111
VII.9.5.2.Redimensionnement :.....	114
Conclusion :.....	114
Conclusion général :.....	115

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre I

<b>Figure I.1</b> : carte de la wilaya de JIJEL.....	2
<b>Figure I.2</b> : Image satellitaire de site d'étude. ....	3
<b>Figure I.3</b> : Image satellitaire de POS 20-29. ....	4

## Chapitre II

<b>Figure II.1</b> : Evolution de la population du POS 29 sur l'horizon 2050. ....	8
<b>Figure II.2</b> : Evolution de la population du POS 20 sur l'horizon 2050. ....	8
<b>Figure II.3</b> : Histogramme de la consommation journalière du POS20 (AMEZOUJ). ....	21
<b>Figure II.4</b> : La courbe de débit cumulée du POS 20 (AMEZOUJ). ....	22
<b>Figure II.5</b> : Histogramme de la consommation journalière du POS29. ....	22
<b>Figure II.6</b> : La courbe de débit cumulée du POS 29. ....	23

## Chapitre III

<b>Figure III.1</b> : Emplacements des réservoirs. ....	25
<b>Figure III.2</b> : Réservoir d'équilibre. ....	26
<b>Figure III.3</b> : Equipement d'un réservoir d'eau potable. ....	27
<b>Figure III.4</b> : Conduite d'adduction en chute libre, noyée et arrivée en pipe. ....	28
<b>Figure III.5</b> : Conduite de distribution. ....	28
<b>Figure III.6</b> : Conduite du trop-plein et de vidange. ....	29
<b>Figure III.7</b> : Conduit by-pass. ....	29
<b>Figure III.8</b> : Système à deux prises. ....	30
<b>Figure III.9</b> : système à siphon. ....	30
<b>Figure III.10</b> : l'évaluation du résidu en fonction de temps (POS 29). ....	34
<b>Figure III.11</b> : La capacité de réservoir dans le POS 29 par la méthode graphique. ....	36
<b>Figure III.12</b> : l'évaluation du résidu en fonction de temps (POS 20). ....	38
<b>Figure III.13</b> : La capacité de réservoir dans le POS 20 par la méthode graphique. ....	40

## Chapitre IV

<b>Figure IV.1</b> : L'adduction gravitaire. ....	43
<b>Figure IV.2</b> : L'adduction refoulement. ....	44
<b>Figure IV.3</b> : L'adduction mixte (Refoulement-gravitaire). ....	44
<b>Figure IV.4</b> : Schéma simplifié du tracé de l'adduction du projet. ....	45
<b>Figure IV.5</b> : Schéma simplifié des pertes de charge. ....	48
<b>Figure IV.6</b> : Robinets-vanne à opercule.....	53
<b>Figure IV.7</b> : Vanne papillons. ....	53
<b>Figures IV.8</b> : Les clapets anti-retours. ....	54

## Chapitre V

<b>Figure V.1</b> : Type de turbopompe.....	60
<b>Figure V.2</b> : schéma d'une pompe centrifuge.....	62
<b>Figure V.3</b> : Schéma d'une station de pompage immergée.....	63
<b>Figure V.4</b> : schéma d'une station de pompage de surface.....	64
<b>Figure V.5</b> : Point de fonctionnement.....	67
<b>Figure V.6</b> : Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.....	70
<b>Figure V.7</b> : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.....	71
<b>Figure V-8</b> : pompe montée en aspiration.....	72
<b>Figure V-9</b> : pompe montée en aspiration.....	72
<b>Figure V.10</b> : Couplage pompes en série.....	73
<b>Figure V.11</b> : Couplage en pompes en parallèle.....	73
<b>Figure V.12</b> : Phénomène de cavitation.....	74
<b>Figure V.13</b> : courbes caractéristiques de la pompe PM 150/3A.....	77

## Chapitre VI

<b>Figure VI.2</b> : Cycle d'évolution du coup de bélier par ondes de choc.....	83
<b>Figure VI.2</b> : Concentration de la masse du Volant d'inertie.....	84

<b>Figure VI.3</b> : Soupape de décharge.....	84
<b>Figure VI.4</b> : Ventouse.....	85
<b>Figure VI.5</b> : Réservoir d'air.....	86
<b>Figure VI.6</b> : Cheminée d'équilibre sur refoulement.....	86

## Chapitre VII

<b>Figure VII.1</b> : Schéma d'un réseau ramifié.....	90
<b>Figure VII.2</b> : Schéma de réseau maillé.....	91
<b>Figure VII.3</b> : Schéma du réseau combiné.....	92
<b>Figure VII.4</b> : Schéma d'ossature du réseau de distribution de POS 20.....	96
<b>Figure VII.5</b> : Schéma d'ossature du réseau de distribution de POS 29.....	97
<b>Figure VII.6</b> : La barre d'outils EPANET.....	100
<b>Figure VII.7</b> : état du réseau de POS 20 après la simulation.....	101
<b>Figure VII.8</b> : état du réseau de POS 29 après la simulation.....	103
<b>Figure VII.9</b> : Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 03 et au nœud 06 de POS 20.....	107
<b>Figure VII.10</b> : Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 05 et au nœud 13 de POS 29.....	108
<b>Figure VII.11</b> : Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 03 et au nœud 06 de POS 20 après redimensionnement.....	109
<b>Figure VII.12</b> : Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 05 et au nœud 13 de POS 29 après redimensionnement.....	110

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre II

<b>Tableau II.1</b> : Estimation de l'évolution de la population (Source : A.P.C JIJEL) .....	7
<b>Tableau II.2</b> : récapitulatif du nombre d'habitants dans POS 20 (AMEZOUÏ) .....	9
<b>Tableau II.3</b> : récapitulatif du nombre d'habitants dans le POS 29 à long terme.....	9
<b>Tableau II.4</b> : Les Infrastructures existantes et projetées dans les deux POS.....	11
<b>Tableau II.5</b> : Les besoins domestiques du POS 20 (AMEZOUÏ).....	12
<b>Tableau II.6</b> : Les besoins domestiques du POS 29.....	12
<b>Tableau II.7</b> : les besoins en eau des équipements publics du POS 20 (AMEZOUÏ) à l'horizon.....	13
<b>Tableau II.8</b> : Les besoins en eau des équipements publics du POS 29 à l'horizon .....	14
<b>Tableau II.9</b> : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières .....	14
<b>Tableau II.10</b> : Débits moyen journalier majoré pour chaque POS .....	15
<b>Tableau II.11</b> : Débits maximums journaliers.....	16
<b>Tableau II.12</b> : Débits minimums journaliers .....	16
<b>Tableau II.13</b> : Débits moyens horaires .....	17
<b>Tableau II.14</b> : $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitants.....	17
<b>Tableau II.15</b> : Débits maximums horaires.....	18
<b>Tableau II.16</b> : Variant de coefficient $\beta_{\min}$ .....	19
<b>Tableau II.17</b> : Débits minimums horaires .....	19
<b>Tableau II.18</b> : Variation des débits horaires pour les POS 20 (AMEZOUÏ) et POS 29.....	20

## Chapitre III

<b>Tableau III.1</b> : Dimensionnement du Réservoir de POS 29 par la méthode analytique.....	34
<b>Tableau III.2</b> : Dimensionnement du Réservoir de POS 29 par la méthode graphique.....	35
<b>Tableau III.3</b> : Dimensionnement du Réservoir de POS 20 par la méthode analytique.....	38
<b>Tableau III.4</b> : Dimensionnement du Réservoir de POS 20 par la méthode graphique.....	40

## Chapitre IV

<b>Tableau IV.1</b> : calcul des pertes de charge totales et de Hmt.....	55
<b>Tableau IV.2</b> : calcul des frais d'exploitation.....	55
<b>Tableau IV.3</b> : calcul des frais d'amortissement .....	56
<b>Tableau IV.4</b> : calcul du bilan général.....	56

<b>Tableau IV.5</b> : calcul des paramètres hydrauliques.....	57
<b>Tableau IV.6</b> : récapitulatif des diamètres économiques. ....	57

### **Chapitre VI**

<b>Tableau VI.1</b> : Coefficient K.....	87
<b>Tableau VI.2</b> : Les valeurs du coup de bélier de la conduite de refoulement.....	89

### **Chapitre VII**

<b>Tableau VII.1</b> : les débits aux nœuds et les débits tronçons de POS 20.....	96
<b>Tableau VII.2</b> : les débits aux nœuds et les débits en routes de POS 29.....	99
<b>Tableau VII.3</b> : Récapitulation des résultats pour chaque tronçon .....	102
<b>Tableau VII.4</b> : Récapitulation des résultats pour chaque nœud.....	102
<b>Tableau VII.5</b> : Récapitulation des résultats pour chaque tronçon.....	104
<b>Tableau VII.6</b> : Récapitulation des résultats pour chaque nœud.....	105
<b>Tableau VII.7</b> : Récapitulation des résultats pour chaque nœud.....	109
<b>Tableau VII.8</b> : Récapitulation des résultats pour chaque tronçon.....	110
<b>Tableau VII.9</b> : Récapitulation des résultats pour chaque nœud.....	111
<b>Tableau VII.10</b> : Récapitulation des résultats pour chaque tronçon.....	112

## LISTE DES SYMBOLES

<b>P<sub>n</sub></b> : Population future prise à l'horizon considéré.	/
<b>P<sub>0</sub></b> : Population de l'année de référence	(hab)
<b>T</b> : Taux d'accroissement annuel de la population.	/
<b>n</b> : Nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.	/
<b>Q<sub>moy.j</sub></b> : Consommation moyenne journalière	(m <sup>3</sup> /j)
<b>N<sub>i</sub></b> : Nombre de consommateurs par catégorie.	/
<b>q<sub>i</sub></b> : Dotation moyenne journalière	(l/hab./j)
<b>Q<sub>dom</sub></b> : Débit domestique	(m <sup>3</sup> /j)
<b>Q<sub>équip.</sub></b> : Débit d'équipements	(m <sup>3</sup> /j)
<b>Q<sub>moy.j.maj</sub></b> : Débit moyen journalier majoré	(m <sup>3</sup> /j)
<b>Q<sub>max.j</sub></b> : Débit maximal journalier	(m <sup>3</sup> /j)
<b>Q<sub>min.j</sub></b> : Débit minimal journalier	(m <sup>3</sup> /j)
<b>K<sub>max.j</sub></b> : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville.	/
<b>K<sub>min.j</sub></b> : Coefficient d'irrégularité minimal.	/
<b>K<sub>max.h</sub></b> : Coefficient d'irrégularité maximal horaire.	/
<b>α<sub>max</sub></b> : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail.	/
<b>β<sub>max</sub></b> : Coefficient dépend du nombre d'habitants.	/
<b>K<sub>min.h</sub></b> : Coefficient d'irrégularité minimal horaire.	/
<b>α<sub>min</sub></b> : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.	/
<b>β<sub>min</sub></b> : Coefficient dépend du nombre d'habitants.	/
<b>V<sub>r</sub></b> : Volume utile (maximal de stockage pour la consommation)	(m <sup>3</sup> )
<b>a</b> : Fraction horaire du débit maximum journalier	(%)
<b>V<sub>t</sub></b> : Volume total du réservoir.	(m <sup>3</sup> )
<b>T</b> : Temps de fonctionnement de station de la pompe.	
<b>R<sub>max</sub></b> : Résidu maximal dans le réservoir	(%)
<b>D</b> : Diamètre de la conduite	(m)
<b>V</b> : Vitesse d'écoulement	(m/s)
<b>j</b> : Pertes de charge linéaires en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau	(m/m)

<b>L</b> : Longueur de la conduite.	(m)
<b>g</b> : Accélération de la pesanteur ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ).	( $\text{m/s}^2$ )
<b>K</b> : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi (pour le PEHD : $K = 0.01 \text{ mm}$ , si $D \leq 200 \text{ mm}$ ; $K = 0.02 \text{ mm}$ , si $D > 200 \text{ mm}$ ).	
<b>Re</b> : Nombre de Reynolds.	/
<b>v</b> : Viscosité cinématique de l'eau.	/
<b>J<sub>S</sub></b> : Perte de charge singulière	(m)
<b>J<sub>L</sub></b> : Perte de charge linéaire	(m)
<b>J<sub>T</sub></b> : Perte de charge totale	(m)
<b>HMT</b> : Hauteur manométrique totale.	(m)
<b>Hg</b> : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau.	(m)
<b>P</b> : Puissance absorbée par la pompe	(Kw)
<b>η</b> : Rendement de la pompe en	(%)
<b>ρ</b> : Masse volumique de l'eau = $1000 \text{ kg/m}^3$ .	( $\text{kg/m}^3$ )
<b>E</b> : Energie totale dépensée par la pompe	(kwh)
<b>F<sub>exp</sub></b> : Frais d'exploitation	(DA)
<b>P</b> : Prix du kwh .	(DA)
<b>A</b> : Amortissement annuel de la conduite.	/
<b>i</b> : Taux d'annuité (égale à 8 % en Algérie).	/
<b>n</b> : Durée d'exploitation de la conduite.	/
<b>F<sub>amor</sub></b> : Frais d'amortissement.	/
<b>N</b> : Vitesse de rotation.	(m/s)
<b>Ha</b> : Hauteur géométrique d'aspiration.	(m)
<b>Hr</b> : Hauteur géométrique de refoulement.	(m)
<b>Pu</b> : Puissance hydraulique ou utile	/
<b>H</b> : Hauteur d'élévation	(m)
<b>λ</b> : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.	
<b>P0</b> : Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration	(m)
<b>h<sub>v</sub></b> : Tension de vapeur en m pour une température de $20^\circ \text{ C}$ .	( $^\circ \text{ C}$ )
<b>Ja</b> : Perte de charge à l'aspiration	(m.c.e)
<b>a</b> : La célérité de l'onde	(m/s)



<b>K</b> : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ( $K = 83$ pour le PEHD).	/
<b>e</b> : Epaisseur de la conduite	(m)
$\omega$ : Vitesse angulaire	(rd/s)
<b>b</b> : La valeur maximale du coup de bélier	(m)
<b>V0</b> : La vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal	(m/s)
<b>H<sub>s</sub></b> : La valeur maximale de la pression.	(m)
<b>H<sub>d</sub></b> : La valeur maximale de la pression (dépression).	(m)
<b>APC</b> : Assemblé populaire communale.	/
<b>BL</b> : Le bilan	(DA)
<b>B</b> : La valeur du coup de bélier	(m)
<b>B<sub>max</sub></b> : La valeur du coup de bélier	(m)
<b>Ca</b> : La côte du plan d'aspiration.	(m)
<b>C</b> : Couple moteur	(N)
<b>CTN</b> : Côte Terrain Naturel	(m)
<b>CTP</b> : Côte Trop Plein	(m)
<b>m</b> : Coefficient de rognage.	/
<b>(NPSH)<sub>d</sub></b> : Charge nette minimale disponible à l'aspiration	(m)
<b>(NPSH)<sub>r</sub></b> : Charge nette minimale requise à l'aspiration	(m)
<b>Dec</b> : Diamètre économique.	(m)
<b>DN</b> : Diamètre normalisé de la conduite	(m)
<b>Q<sub>p</sub></b> : Débit de pointe	(l/s)
$\Sigma Li$ : Somme des Longueurs des tronçons du réseau.	(m)
<b>Q<sub>r</sub></b> : Débit en route	(l/s)
<b>Q<sub>s</sub></b> : Débit spécifique	(l/s)
<b>DPAT</b> : Direction de Planification et Aménagement Territoire.	/
<b>DUC</b> : Direction d'Urbanisme et de Construction.	/
<b>POS</b> : Plan d'occupation du sol.	/
<b>PDAU</b> : Plan directeur d'aménagement et d'urbanisme.	/
<b>R1</b> : Réservoir de POS 20.	/
<b>R2</b> : Réservoir de POS 29.	/

# **Introduction générale**

---

## INTRODUCTION GENERALE

L'eau est un élément très important et essentiel à la vie, c'est la source indispensable à toute forme de vie et les activités humaine ; en effet, l'eau est le principale constituant du corps humain, et la quantité d'eau dans le corps varie tout au long de vie, en outre son rôle est fondamental découvrez avec la nutrition.

C'est pour cela est une obligation de prendre soin ace besoin vital. Dans le monde présent, l'eau participe à toutes les activités quotidiennes notamment, domestiques, industrielles et agricoles toutes les eaux de la nature ne sont pas bonne, et on sait que chaque être humain a droit à l'eau salubre, mais pour près d'un milliard de personnes qui vivent encore sans eau potable et la terre jusqu'à nos jour connait une véritable crise de l'eau, alors devant de telles situations il est donc impératif de créer des réseaux de distribution d'eau potable de standard international en employant des outils de travail puissant.

Ce mémoire regroupe en plus d'une introduction générale, sept parties rédigées sous forme des chapitres.

Dans le premier chapitre nous présentons une idée générale sur le site du projet et la situation hydrique dans la région d'étude.

Dans le deuxième chapitre nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eau aux divers horizons ; actuels, moyen et long terme.

Ensuite, le chapitre trois sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage projetés, afin de satisfaire les besoins de la population.

Chapitre quatre on s'intéressera au dimensionnement des conduites d'adduction, en tenant compte des paramètres techniques et économiques.

Chapitre cinq et six nous chosions le type de pompe occasion à la suite nous passerons la protection et pose des conduites en prenant toutes les dispositions nécessaires afin d'avoir un réseau fiable et durable.

À la fin le septième chapitre sera consacré à l'étude du réseau de distribution dans les deux POS de la ville MEZGHITANE wilaya de JIJEL.

Nous terminerons par une conclusion générale qui englobera les principaux résultats obtenus dans ce modeste travail.

# **Chapitre I**

## **Présentation du site**

---

## ▪ Introduction :

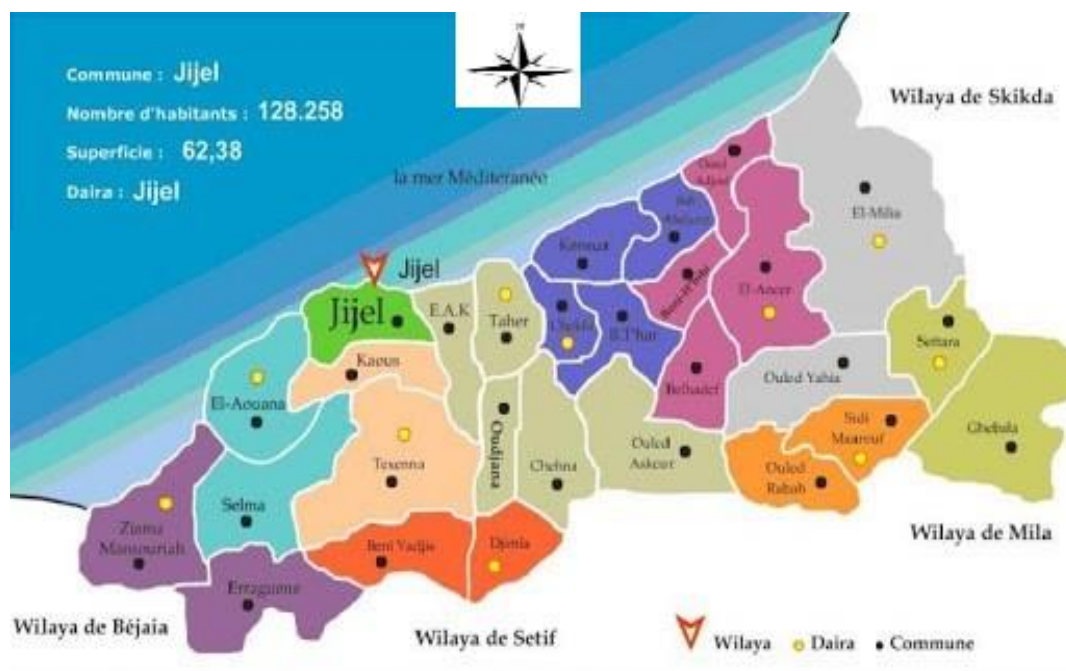
Ce chapitre vise la description et la localisation de notre zone d'étude qui est MEZGHITANE. Où on présente ses caractéristiques : géographiques, topographiques, climatiques, et sa situation hydrographique qui sont nécessaires à l'étude du projet.

### I.1. Situation géographique :

#### I.1.1. La wilaya :

La wilaya de Jijel est située au Nord - Est de l'Algérie, elle est limitée au Nord par la mer Méditerranée, au Sud par la wilaya de Mila, au Sud - Est par la wilaya de Constantine et au Sud - Ouest par la wilaya de Sétif. La wilaya de Skikda délimite la partie Est, tandis que celle de Bejaia borde la partie Ouest.

La wilaya de Jijel s'étant sur une superficie de 2.398,69 Km<sup>2</sup> dont 82% sont des montagnes elle est constituée actuellement de 11 Daïras et 28 Communes. Avec une population de 572.685 habitants au dernier RGPH de 1998. [1]



**Figure I.1:** carte de la wilaya de JIJEL.

#### I.1.2. Présentation de la zone d'étude :

“MEZGHITANE” le mont qui veille sur Jijel, impose sa masse compacte, donnant lieu à un spectacle rare et enchanteur, de nature à chasser le stress et les angoisses.

Le site du MEZGHITANE se situe dans la commune de Jijel à quelques kilomètres au Sud-ouest de la ville. Et il est limité au Nord par la route Nationale N°43, à l'Est par el haddada, au Sud par l'évitement (Route des poids lourds), à l'Ouest par Ouled bounnar. [2]

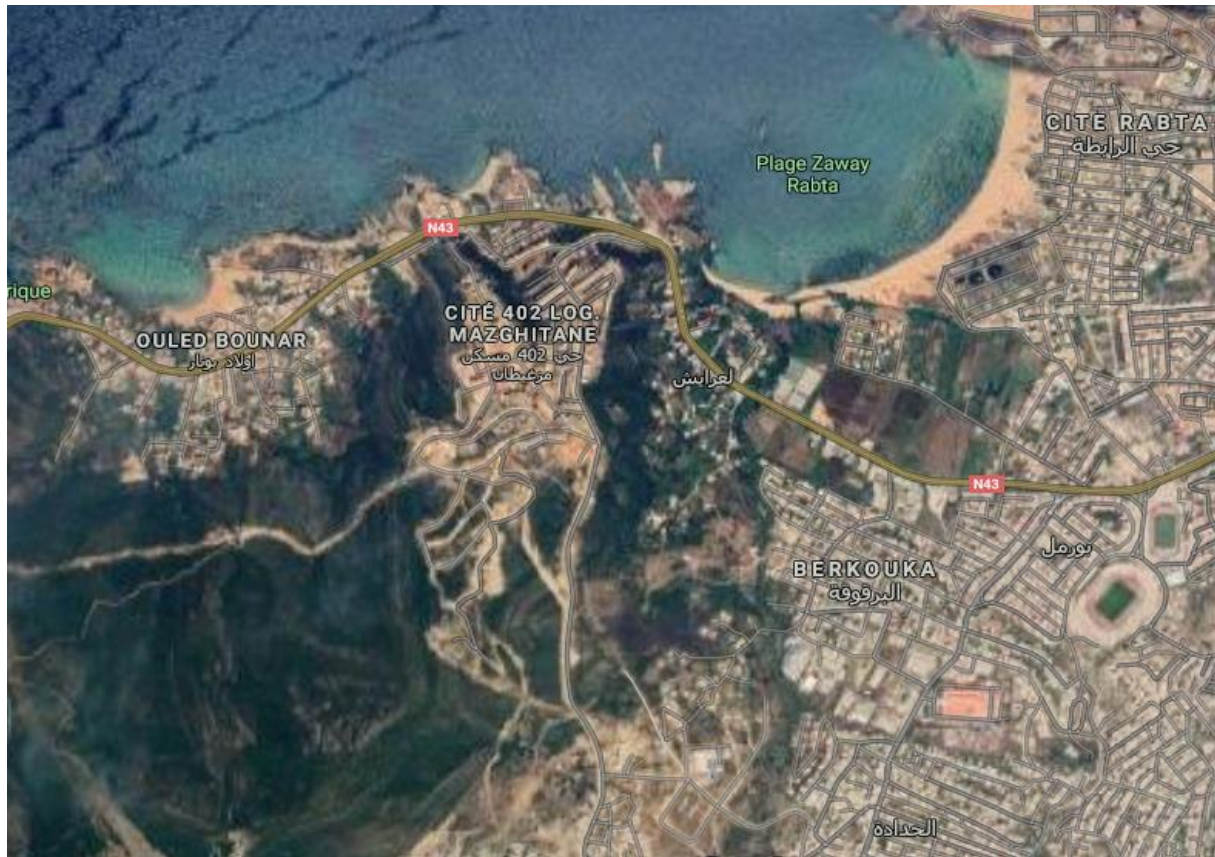


Figure I.2: Image satellitaire de site d'étude.

## I.2. Situation topographique : [2]

Le levé topographique est l'ensemble des opérations destinées à recueillir sur le terrain les éléments du sol, mais aussi du sous-sol et du sursol, nécessaires à l'établissement d'un plan ou d'une carte. Il indiquera les limites du site, les élévations des différents reliefs, notamment des collines, et l'emplacement des particularités physiques existantes telles que chemins, routes, cours d'eau, forêts, formations rocheuses et bâtiments.

La zone d'étude est caractérisée par un relief montagnard avec un pic abrupt culminant à 300 mètre ou plus.

L'assiette du terrain appelé "MEZGHITANE-AMEZOUÏ" est constitué de 03 POS énumérés. Le POS N°28 (61 ha) concerne le versant Ouest a fait objet d'une étude et est actuellement en service.

Par contre l'objet de notre étude concerne les 02 POS N°29 (44.76 ha) et N°20 (AMEZOUÏ) (45.33 ha) qui longent le versant Est.

Le périmètre de l'aire d'étude du POS 29 est limité :

- au Nord : par le Djebel MEZGHITANE et le P.O.S n°28 ;
- au Sud : par le POS n°20 (AMEZOUÏ) ;
- à l'Est : par le POS n°14 ;
- à l'Ouest : par des terrains couverts de maquis de MEZGHITANE.

Et le P.O.S 20 est délimité comme suit:

- Au Nord : par le POS 28
- Au Sud : par la limite de périmètre urbain
- A l'Est : par le POS 14
- A l'Ouest : par le POS 28 et le POS 29



Figure I.3: Image satellitaire de POS 20-29.

### I.3. Situation sismique :

Le règlement parasismique Algérien (version 2003), divise le territoire national en cinq zones de sismicité croissante, définies comme suit :

- Zone 0 : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.

- Zone (IIa-IIb) : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité élevée.

La région de Jijel dont fait partie notre secteur d'étude, appartient à la zone (IIa) de moyenne sismicité. [3]

#### **I.4. Situation climatique : [2]**

La région de MEZGHITANE s'intègre au climat de la zone littorale qui est du type méditerranéen subhumide.

Le climat de la région est soumis à deux influences : Celle de la mer méditerranée et celle du relief, L'influence maritime se traduit par un équilibre climatique qui fait qu'en été la température croît pour baisser en hiver. Et l'influence du relief qui est d'autant plus importante que l'ossature montagneuse disposée parallèlement à la mer méditerranée intercepte les masses d'air humide d'où l'abondance de pluie. Enfin la chaîne tellienne tend à créer un climat homogène.

##### **I.4.1. Températures :**

Les températures varient entre 20°C et 35°C en été à 5°C à 15°C en hiver. La saison de pluie dure environ 06 mois.

##### **I.4.2. Précipitation :**

Les précipitations moyennes annuelles enregistrées dans la wilaya se situent entre 800 et 1200 mm/an et atteignent exceptionnellement les 1800 mm/an.

##### **I.4.3. Le vent :**

En ce qui concerne les vents, la région de JIJEL est généralement traversée par des vents de direction N.N.W et S.S.E.

Les vents N.N.W sont souvent des vents violents qui soufflent en automne et en hiver et agissent sur les températures.

Les vents S.S.E soufflent généralement de Mai à Septembre.

Quant au Siroco, il souffle en moyenne 20 jours/an.

#### **I.5. Situation sociologique :**

L'exode rural, ainsi que l'explosion démographique dans la wilaya de Jijel a incité l'état à investir la majeure partie des terrains avoisinant les centres villes tels que les terrains agricoles, forestiers et parfois touristiques.



En se basant sur les données collectées de la direction de l'urbanisme un grand nombre de bâtiments est projeté dans l'assiette de notre zone d'étude.

Sachant bien la nécessité de l'approvisionnement en eau potable; une étude du réseau d'alimentation de la région MEZGHITANE s'impose dont nous prenons le soin de le réaliser entant que projet de fin de cycle.

### **I.6. Situation hydrographique :**

Selon l'Agence Nationale des Barrages et Transferts (ANBT) ; la wilaya de Jijel comprend 05 barrages qui sont :

- Barrage de Boussiaba.
- Barrage d'El Agrem.
- Barrage d'Erraguene.
- Barrage de Tabellout.
- Barrage de Kissir

Les réservoirs tampons existants, qui sont utilisés comme réservoirs de stockage sont alimentés du barrage de Kissir avec un débit de 200l/s ; et à partir de ces tampons de capacité  $2*3000 m^3$  sont alimentés les réservoirs de distribution projetés.

### **I.7. Situation hydraulique :**

Les deux POS 20-29 ne disposent pas encore de réseau d'AEP, du fait que cette région est nouvellement créée.

#### **▪ Conclusion :**

Notre zone d'étude est située à l'Ouest de la commune de Jijel ; elle présente un relief accidenté et un climat méditerranéen. L'approvisionnement en eau potable de cette zone est alimenté par deux réservoirs projetés qui sont eux même alimentés par le réservoir tampon existant de  $2*3000 m^3$ .

Dans le chapitre qui suit nous allons donc procéder à l'estimation des besoins en eaux de cette région.

# **Chapitre II**

## **Estimation des Besoins en eau**

---

## ▪ Introduction

Dans ce chapitre intitulé estimation des besoins en eau, notre objectif est de calculer et de satisfaire les besoins en eau potable des futurs POS avec toutes les infrastructures prévues pour l'horizon 2050.

### II.1. Evolution de la population :

En Algérie l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui donnée par la formule suivante :

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

Avec :

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

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

$n$  : nombre d'années considéré (années).

$\tau$  : taux de croissance annuel de la population. D'après les informations recueillies au niveau de l'APC de  $\tau=2.26\%$ .

L'évaluation du nombre d'habitants pour différents horizons est donnée dans le tableau ci-dessous :

**Tableau II.1** : Estimation de l'évolution de la population (Source : A.P.C JIJEL) [2].

Horizons	2020	2025	2035	2050
Taux d'accroissement %	2.26	2.26	2.26	2.26
POS 29	10108	11303	14134	19763
POS 20	1151	1231	1539	2151
<b>TOTAL</b>	<b>10951</b>	<b>12190</b>	<b>15242</b>	<b>21312</b>

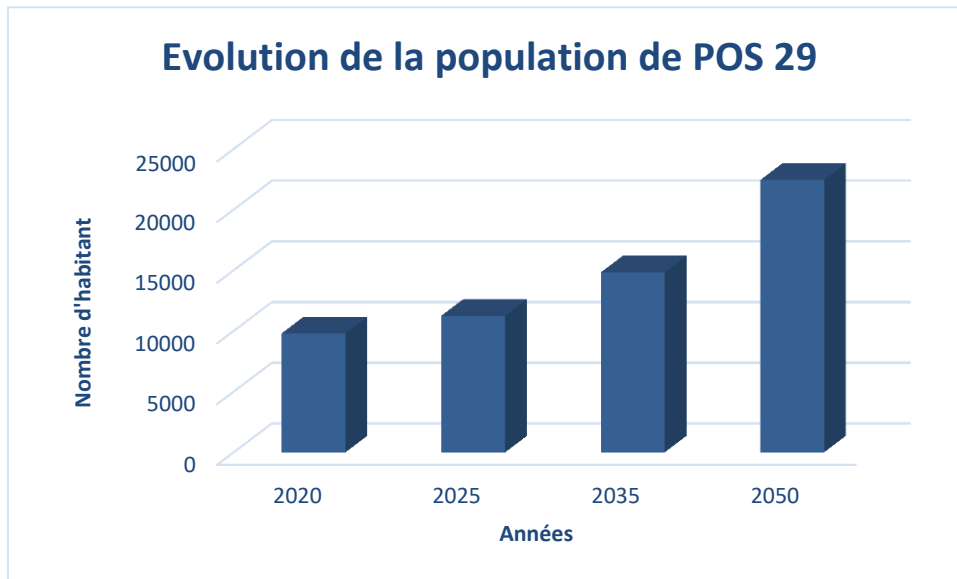


Figure II.1 : Evolution de la population de POS 29 sur l’horizon 2050.

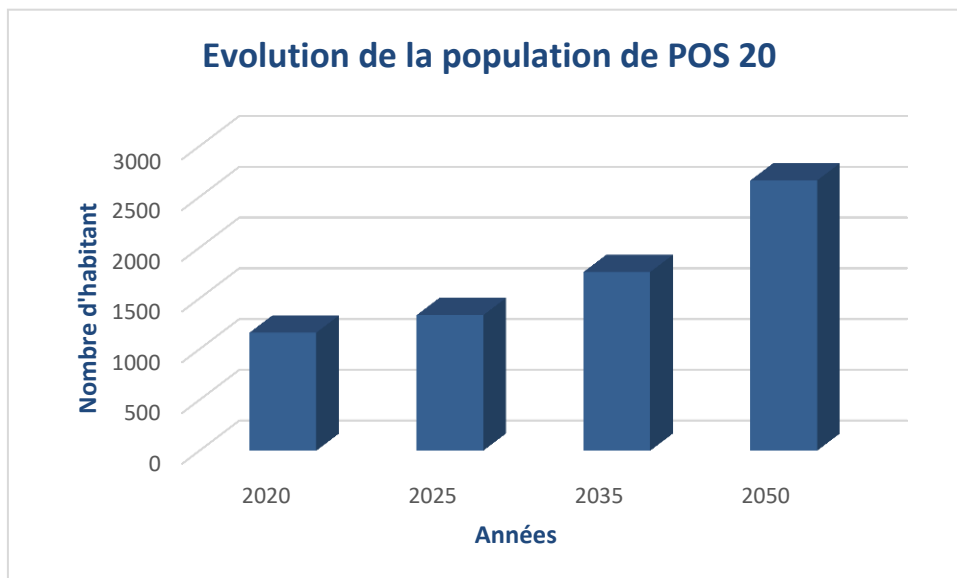


Figure II.2 : Evolution de la population de POS 20 sur l’horizon 2050.

**II.2. L’état actuelle et développement de l’agglomération :**

Selon les informations recueillies au niveau de l’APC (Assemblée populaire communale) de JIJEL et les données du DPAT (Direction de planification et aménagement territoire), la population actuelle de POS 20 à 157 habitations individuelles existantes en 2018 on estime sa population à 1100 habitants, et ce en postulant :

- 7 hab/logement dans les habitations individuelles actuelles et futures.
- 5 hab/logement dans les habitations collectives actuelles et 7 hab/logement dans les logements collectifs futurs.

**Tableau II.2** : récapitulatif du nombre d'habitants dans POS 20 (AMEZOU).

POS 20 AMEZOU	Sous zone	Nombre de logt actuel	Nombre de logt projeté	Nombre d'habitant existant (hab)	Nombre d'habitant dans les logts projetés (hab)	Totale (hab)
	ZHI	165	612	1155	4284	5439
	ZHC	0	1500	0	10500	10500
<b>Total (ZHI+ZHC)</b>						<b>15939</b>

✓ **Remarque :**

D'après le PDAU (Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme), Il est à signaler que suite à notre déplacement sur le site POS 29, nous avons constaté l'absence totale des habitations, mais au moins l'extension envisagée dans ce POS prévoit un nombre prévisionnel qui dépasse les 1900 habitations entre logements individuels et collectifs et en plus des équipements publics.

Le tableau suivant résume ce développement :

**Tableau II.3** : récapitulatif du nombre d'habitants dans le POS 29 à long terme.

POS 29	Sous zone	Nombre de logt actuel	Nombre de logt projeté	Nombre d'habitant actuel (hab)	Nombre d'habitant projeté (hab)	Totale (hab)
	ZHI	0	154	0	1078	1078
	ZHC 1	0	732	0	5124	5124
	ZHC 2	0	594	0	4158	4158
	ZHC 3	0	480	0	3360	3360
<b>Total (ZHI+ZHC1+ZHC2+ZHC3)</b>						<b>13720</b>

### II.3. Catégories des besoins : [2][4]

La zone d'étude (POS 20 et 29) comporte différentes catégories à savoir **DUC** et **APC**.

- Besoins domestiques ;
- Besoins administratifs ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins culturels et culturels ;
- Équipements Commerciaux ;

Ces différents équipements sont illustrés dans le tableau (II.4) suivant :

**Tableau II.4 :** Les Infrastructures existantes et projetées dans les deux POS.

Catégories de consommateur	Type de besoins	Equipements	Unités de base	Nombre
<b>POS 20</b>	Domestique		Hab.	15939
<b>POS 29</b>	Domestique		Hab.	13720
Equipements Publics	Scolaire	04 école primaires	Elève	600
		01 C.E.M	Elève	500
		01 LYCEE	Elève	400
		01 C.F.P.A	Stagiaire	240
		01 CRECHE	Enfant	70
	Administratif	Antenne APC	Employé	50
		Pompier	agent	1
		Police	Agent	60
		Gendarmerie	Personnes	60
	Sanitaires	Hôpital Spécialisé	Lit	80
		Cimetière	Employé	10
		02 Mosquées	Fidèles	4000
	Socioculturels	02 Stades communaux	M <sup>2</sup>	20000
		Jardins publics	M <sup>2</sup>	7000
	Commerciaux	02 Station de lavage	Voitures	36
		Abattoir	Tête	150

		Auberge	Lit	40
		03 Douche publique	Poste	90
		02 Marché	M <sup>2</sup>	2000

#### II.4. Choix de la norme unitaire de consommation :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable que doit utiliser l'être humain, Elle est généralement estimée en litre par habitant par jour.

La dotation se situe comme suit :

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

Vu le type d'habitations de la localité concernée qui est à caractère urbain (Ville de moins de 20000 hab) ; nous estimons une dotation de 200 litre / habitant / jour.

#### II.5. Estimation des besoins futurs :

L'évaluation de la quantité d'eau ne peut se faire avec grande certitude, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres, dont l'évolution dans le temps est variable et change d'une agglomération à une autre. Les besoins en eau nécessaire dépendent aussi du climat, des habitudes de la population, du type de l'agglomération, du degré d'équipement et de la catégorie de consommateur.

##### II.5.1. Détermination de la consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est exprimé en mètre cube par jour et donnée par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{Q_i \times N_i}{1000} \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad (\text{II.2})$$

Avec :

$Q_{\text{moy},j}$  : Consommation moyenne journalière en  $m^3/j$  ;

$Q_i$  : Dotation moyenne journalière en l/j/hab ;

$N_i$  : Nombre de consommation ;

### II.5.1.1. Besoins domestiques de chaque agglomération :

Les besoins domestiques moyens journaliers pour les deux POS sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau II.5** : Les besoins domestiques de POS 20 (AMEZOU).

Horizon		Nombre d'habitants (hab)	Dotation l/hab/j	Débit moyen journalier ( $m^3/j$ )
Termes	Année			
Actuel	<b>2020</b>	1155	150	173.25
L.termes	<b>2050</b>	15939	200	3187.8

**Tableau I.6** : Les besoins domestiques de POS 29.

Horizon		Population (hab)	Dotation l/hab/j	Débit moyen journalier ( $m^3/j$ )
Termes	Année			
Actuel	<b>2020</b>	10108	150	1516.2
L.termes	<b>2050</b>	13720	200	2744

### II.5.1.2. Besoins d'équipements publics de chaque agglomération:

Les différents besoins des équipements sont réunis dans les tableaux suivants :



**Tableau II.7** : les besoins en eau des équipements publics de POS 20 (AMEOUI) à l'horizon.

Catégories des besoins	Type de besoins	Equipements	Unité de base	Nombre	Dotation (l/hab/j)	Qmoy.j ( $m^3/j$ )
	Scolaire	2 écoles primaires	Elève	300	120	36
		Centre de formation professionnelle	stagiaire	240	120	28.8
	Administratif	Antenne APC	Employé	50	10	0.5
Equipements publics		Police	Agent	60	10	0.6
		Gendarmerie	Personnes	60	150	9
	Socioculturels	Mosquée	Fidèles	2000	50	100
		2 Stades communaux	M <sup>2</sup>	20000	10	200
		2 Jardins public	M <sup>2</sup>	1750	9	15.75
	Commerciaux	Station de lavage	Voitures	18	1200	21.6
		2 Douches Publiques	Poste	60	200	12
		Marché	M <sup>2</sup>	1000	5	5
	Total					

**Tableau II.8** : Les besoins en eau des équipements publics de POS 29 à l'horizon.

Catégories des besoins	Type de besoins	Equipements	Unité de base	Nombre	Dotation (l/hab/j)	Qmoy.j ( $m^3/j$ )
Equipements publics	Scolaire	2 écoles primaires	Elève	300	120	36
		Crèche	Elève	70	120	8.4
		CEM	Elève	500	120	60
		LYCEE	Elève	400	120	48
	Sanitaire	Hôpital spécialisé	Lit	80	400	32
	Socioculturels	Cimetière	Employé	10	30	0.3
		Mosquée	Fidèles	2000	50	100
Commerciaux	2 Jardins public	M <sup>2</sup>	1750	9	15.75	
	Station de lavage	Voitures	18	1200	21.6	
		Douche	Poste	30	200	6
		Marché	M <sup>2</sup>	1000	5	5
		Abattoir	Tête	150	1200	180
		Auberge	Lit	40	150	6
Total						<b>519.05</b>

**II.5.1.3. Récapitulatif des différentes consommations journalières :**

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant:

**Tableau II.9:** Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.

Catégories des besoins	POS 20 (AMEZOU)	POS 29
Besoins domestique (m3/j)	3187.8	2744
Besoins scolaires (m3/j)	64.8	152.4
Besoins sanitaires (m3/j)	0	32
Besoins socioculturels (m3/j)	315.75	116.05
Besoins commerciaux (m3/j)	38.6	218.6
Besoins administratifs (m3/j)	10.1	0
<b>Total (m3/j)</b>	<b>3617.05</b>	<b>3263.05</b>

**II.5.1.4. Majoration de la consommation journalière des besoins :**

Afin d’éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on envisage une majoration de 20% des besoins totaux journaliers à l’horizon de 2050; ceci pour combler les fuites du réseau.

Elle peut être exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j \text{ maj}} = Q_{moy,j} + (Q_{moy,j} \times 0.2) \tag{II-3}$$

**Tableau II.10:** Débit moyen journalier majoré pour chaque POS.

Horizon	Zone	Q <sub>moy,j</sub>		Q <sub>moy,j Maj</sub>	
		m <sup>3</sup> /j	l/s	m <sup>3</sup> /j	l/s
<b>2050</b>	<b>POS 20</b>	3617.05	41.86	4340.46	50,24
	<b>POS 29</b>	3263.05	37.77	3915,66	45,32

**II.6. Variation de la consommation journalière :**

La consommation journalière de l’eau n’est pas régulière, elle varie d’un jour à un autre en fonction de plusieurs facteurs locaux, ces variations sont caractérisées par le coefficient d’irrégularité journalière, à savoir K<sub>max,j</sub> et K<sub>min j</sub>.

**II.6.1. Coefficient d'irrégularité maximal journalier ( $K_{\max,j}$ ) :**

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport suivant :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-4})$$

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le maximum journalier dépasse le moyen journalier. Il varie entre 1,1 et 1,3 et consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Dans notre projet on prend :  $K_{\max,j} = 1,3$  pour l'agglomération et  $K_{\max,j} = 1,0$  pour l'arrosage.

**II.6.2. Variation de consommation maximale journalière ( $Q_{\max,j}$ ) :**

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

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

Avec :

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

$Q_{\text{moy},j}$  : Débit moyen journalier en ( $\text{m}^3/\text{j}$ )

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

Le calcul de débit maximum journalier est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau II.11:** Débits maximums journaliers.

Horizon	Zone	$Q_{\text{moy},j}$ Maj	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$
		$\text{m}^3/\text{j}$		$\text{m}^3/\text{j}$
2050	<b>POS 20</b>	4340.46	1.3	5642.60
	<b>POS 29</b>	3915,66		5090.36

**II.6.3. Coefficient d'irrégularité minimum journalier : ( $K_{\min,j}$ )**

Elle se détermine comme suit :

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II-6})$$

Avec :

$Q_{\min,j}$  : Débit de consommation minimum journalière.

$Q_{\text{moy},j}$  : Débit moyen journalier en ( $m^3/j$ )

$K_{\min,j}$  : Coefficient d'irrégularité minimal journalier.

La valeur  $K_{\min,j}$  comprise entre [0.7 - 0.9]. Dans notre cas, on prendra la valeur moyenne, soit  $K_{\min,j} = 0.8$ .

#### II.6.4. Variation de consommation minimale journalière : ( $Q_{\min,j}$ )

Elle est représentée par la formule suivante :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \text{ [m}^3 \text{/j]} \tag{II-7}$$

Avec :

$Q_{\min,j}$  : Débit minimum journalier en ( $m^3/j$ ).

$Q_{\text{moy},j}$  : Débit moyen journalier en ( $m^3/j$ ).

$K_{\min}$  : Coefficient d'irrégularité minimale journalière.

Le calcul de débit minimum journalier est représenté dans le tableau suivant :

**Tableau II.12:** Débits minimums journaliers.

Horizon	Zone	$Q_{\text{moy},j}$ Maj	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$
		$m^3/j$		$m^3/j$
2050	<b>POS 20</b>	4340.46	0.8	3472.37
	<b>POS 29</b>	3915.66		3132.53

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

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

##### II.7.1. La consommation moyenne horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{max},j}}{24} \text{ [m}^3 \text{/h]} \tag{II-8}$$

Avec:

$Q_{moy.h}$ : Débit moyen horaire en ( $m^3/h$ )

$Q_{max.j}$  : Débit maximum journalier en ( $m^3/j$ )

**Tableau II.13:** Débits moyens horaires.

Horizon	Zone	$Q_{max.j}$	$Q_{moy.h}$
		$m^3/j$	$m^3/h$
2050	<b>POS 20</b>	5642.6	235.11
	<b>POS 29</b>	5090.36	212.10

**II.7.2. La consommation maximale horaire :**

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

$$Q_{max.h} = K_{max.h} \times Q_{moy.h} [m^3 /h] \tag{II-9}$$

Avec :

$Q_{moy.h}$  : Débit moyen horaire en ( $m^3/h$ )

$K_{max.h}$  : Coefficient d’irrégularité maximale horaire. Ce coefficient représente l’augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \tag{II-10}$$

Avec :

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

$\beta_{max}$  : Coefficient étroitement lié à l’accroissement de la population. Le tableau II-14 donne sa variation en fonction du nombre d’habitants.

**Tableau II.14:**  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d’habitants.

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

Le nombre d'habitants dans le POS 20 est égale à **15939** habitants alors  $\beta_{max} = 1,3$

D'où la valeur de  $K_{max.h}$  sera :

$$K_{max.h} = 1,2 \times 1,3$$

$$K_{max.h} = 1,56$$

Et dans le POS 29 il y a **13720** habitants donc  $\beta_{max} = 1,3$

D'où la valeur de  $K_{max.h}$  sera :

$$K_{max.h} = 1,2 \times 1,3$$

$$K_{max.h} = 1,56$$

**Tableau II.15:** Débits maximums horaires.

Horizon	Zone	$Q_{moy.h}$	$K_{max.h}$	$Q_{max.h}$
		$m^3/h$		$m^3/h$
2050	<b>POS 20</b>	235.11	1.56	366.77
	<b>POS 29</b>	212.10	1.56	330.87

### II.7.3. La consommation minimale horaire :

Le débit minimum horaire nous permet d'évaluer le fonctionnement de notre réseau du point de vue la pression dans le réseau :

$$Q_{min.h} = K_{min.h} \times Q_{moy.h} [m^3/h] \tag{II-11}$$

Avec :

$Q_{moy.h}$  : Débit moyen horaire en ( $m^3/h$ ).

$K_{min.h}$  : Coefficient d'irrégularité minimale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} \tag{II-12}$$

Avec :

$\alpha_{min}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du 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.

**Tableau II.16 :** Variant de coefficient  $\beta_{min}$ .

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

➤ Pour le POS 20 :  $\beta_{min} = 0,4$ .

D'où la valeur de  $K_{min.h}$  sera :

$$K_{min.h} = 0,5 \times 0,4$$

$$K_{min.h} = 0,2$$

➤ Pour le POS 29 :  $\beta_{min} = 0,4$ .

D'où la valeur de  $K_{min.h}$  sera :

$$K_{min.h} = 0,5 \times 0,4$$

$$K_{min.h} = 0,2$$

**Tableau II.17:** Débits minimums horaires.

Horizon	Zone	$Q_{moy.h}$	$K_{min.h}$	$Q_{min.h}$
		$m^3/h$		$m^3/h$
2050	<b>POS 20</b>	235.11	0.2	47.02
	<b>POS 29</b>	212.10	0.2	42.42

### II.8. Evaluation de la consommation horaire :

La consommation en eau potable d'une agglomération subit de grande variation, elle dépend tout d'abord de la vocation et de l'étendue de l'agglomération et dans une même agglomération la consommation d'eau varie durant la journée, elle est faible à certaines heures et très importante à d'autres.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le ANNEXE (01) qui donne les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

Résumé des résultats de la répartition horaire du débit maximale et minimale dans le tableau suivant :



**Tableau II.18:** Variation des débits horaires pour les POS 20 (AMEZUOI) et POS 29.

Heures	POS 20				POS 29			
	Q <sub>max,j</sub>		Cumulée		Q <sub>max,j</sub>		Cumulée	
	%	M3/h	%	M3/h	%	M3/h	%	M3/h
00-01	1,5	84,64	1	84,64	1,5	76,36	1,5	76,36
01-02	1,5	84,64	2	169,28	1,5	76,36	3	152,71
02-03	1,5	84,64	3	253,92	1,5	76,36	4,5	229,07
03-04	1,5	84,64	4	338,56	1,5	76,36	6	305,42
04-05	2,5	141,07	5	479,62	2,5	127,26	7,5	432,68
05-06	3,5	197,49	7	677,11	3,5	178,16	10	610,84
06-07	4,5	253,92	10	931,03	4,5	229,07	13,5	839,91
07-08	5,5	310,34	15	1241,37	5,5	279,97	18	1119,88
08-09	6,25	352,66	21,5	1594,03	6,25	318,15	23,5	1438,03
09-10	6,25	352,66	28	1946,70	6,25	318,15	29,75	1756,17
10-11	6,25	352,66	33,5	2299,36	6,25	318,15	36	2074,32
11-12	6,25	352,66	38	2652,02	6,25	318,15	42,25	2392,47
12-13	5	282,13	43,5	2934,15	5	254,52	48,5	2646,99
13-14	5	282,13	50,5	3216,28	5	254,52	53,5	2901,51
14-15	5,5	310,34	57,5	3526,63	5,5	279,97	58,5	3181,48
15-16	6	338,56	63	3865,18	6	305,42	64	3486,90
16-17	6	338,56	67,5	4203,74	6	305,42	70	3792,32
17-18	5,5	310,34	72,5	4514,08	5,5	279,97	76	4072,29
18-19	5	282,13	79	4796,21	5	254,52	81,5	4326,81
19-20	4,5	253,92	85,5	5050,13	4,5	229,07	86,5	4555,87
20-21	4	225,70	90,5	5275,83	4	203,61	91	4759,49
21-22	3	169,28	95	5445,11	3	152,71	95	4912,20
22-23	2	112,85	98	5557,96	2	101,81	98	5014,00
23-24	1,5	84,64	100	5642,60	1,5	76,36	100	5090,36
<b>Total</b>	<b>100</b>	<b>5642,60</b>			<b>100</b>	<b>5090,36</b>		

On a:

$$Q_{max.h} = \rho * \left( \frac{Q_{max.j}}{100} \right) \tag{II-13}$$

$Q_{max.h}$  : Débit maximal journalier (m<sup>3</sup> /h) ;

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

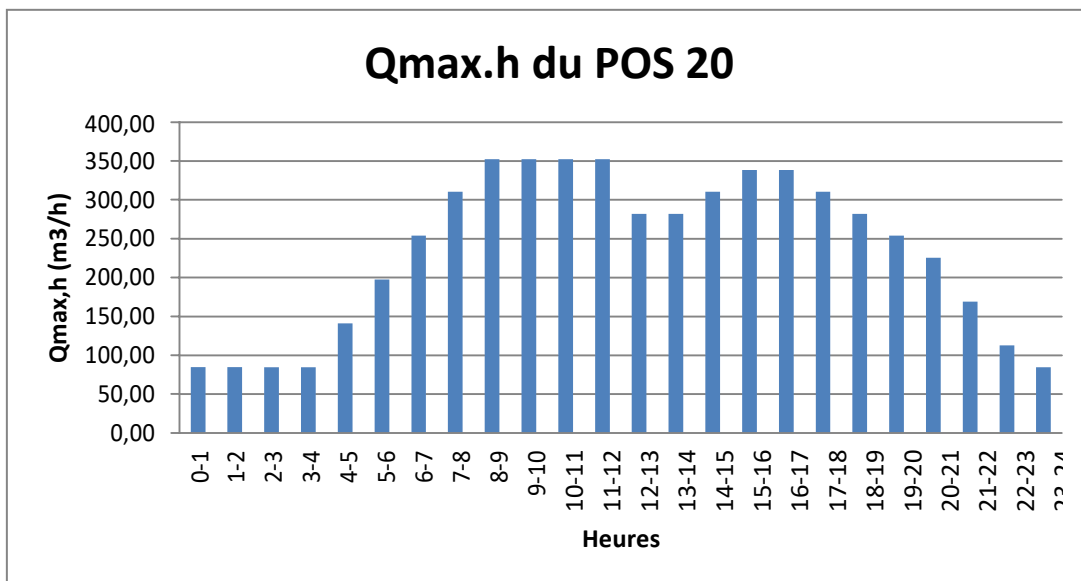
$\rho$  : Pourcentage horaire.

Avec :

Le débit maximum horaire de pointe pour :

- le POS 20 est de **352.66 m3/h** et survient entre 08h à 12h ;
- le POS 29 est de **318.15 m3/h** et survient entre 08h à 12h.

Les histogrammes de la consommation et les courbes intégrale sont représentés dans les figures suivant :



**Figure II.3** : Histogramme de la consommation journalière du POS20 (AMEZOU).

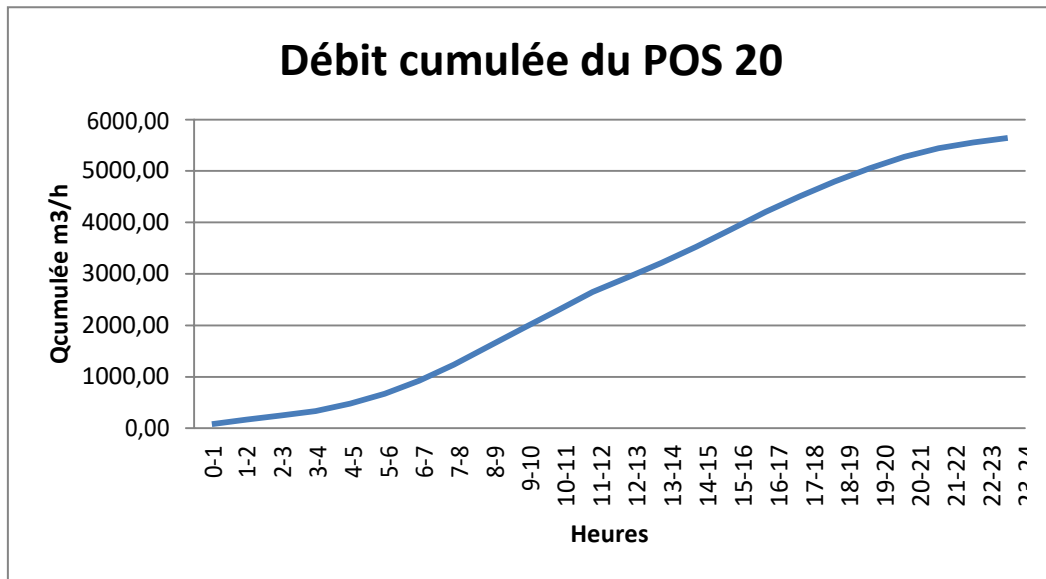


Figure II.4 : La courbe de débit cumulée du POS 20 (AMEZOUJ).

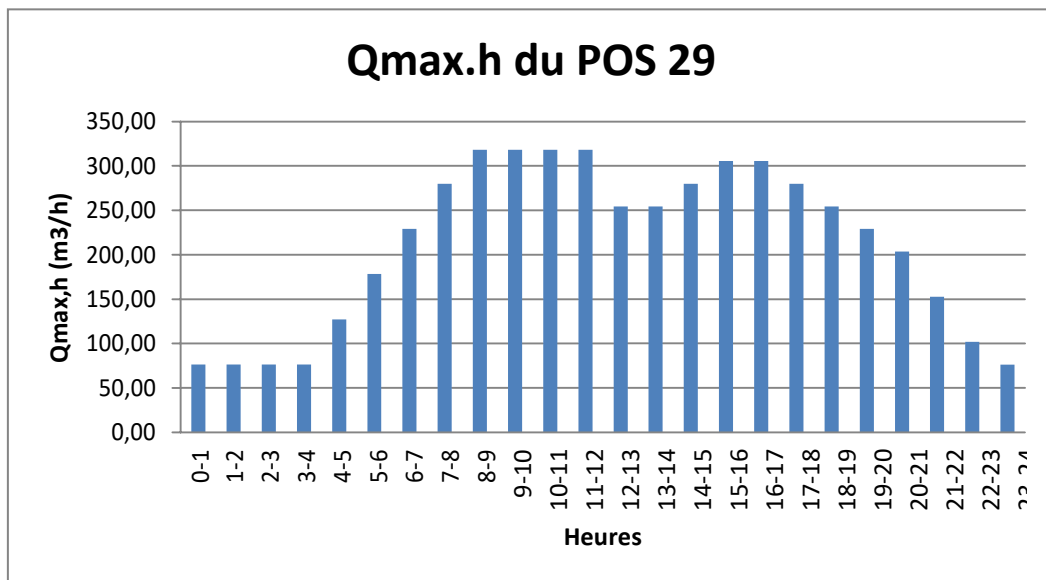


Figure II.5 : Histogramme de la consommation journalière du POS29.

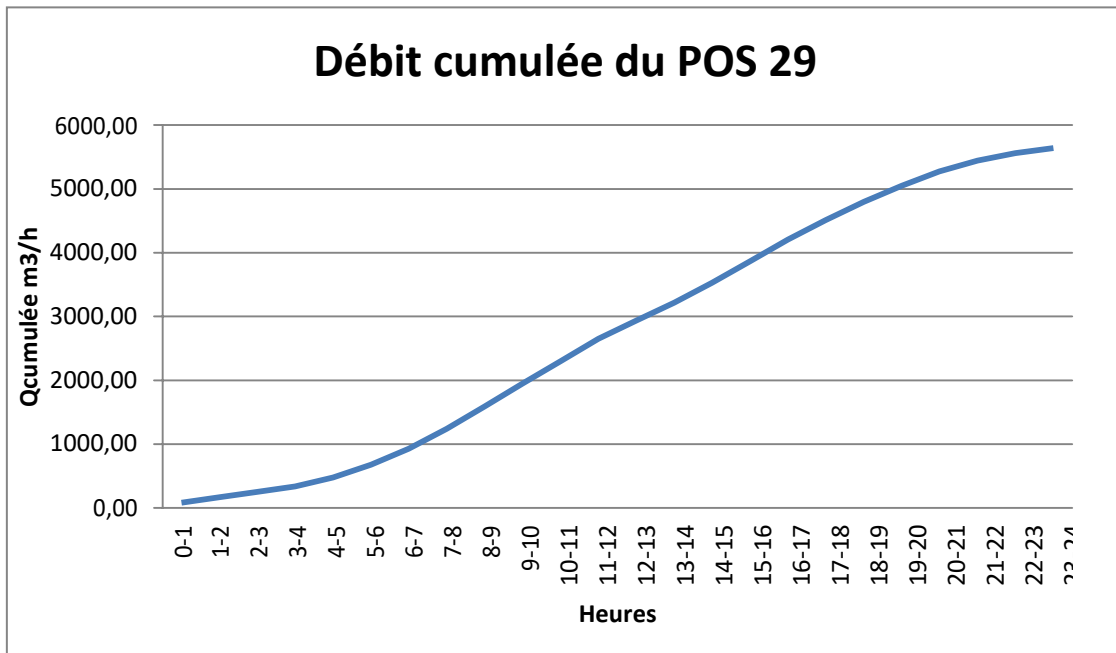


Figure II.6 : La courbe de débit cumulée du POS 29.

▪ **Conclusion :**

Dans ce chapitre nous avons estimé tous les besoins en eau pour les deux POS à l'horizon 2050 ainsi que l'étude de variation de la consommation.

Et à partir de cet étude qui est la base de la conception de notre nouveau réseau afin de résoudre les problèmes d'eau de cette région.

# **Chapitre III**

## **Les Réservoirs**

---

### ▪ Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. Ces ouvrages hydrauliques permettent le stockage et l'exploitation de l'eau par accumulation ainsi que sa distribution.

### III.1. Rôle des réservoirs :

Les réservoirs constituent une réserve. Ils permettent d'assurer des débits aux heures de pointe, ils permettent de combattre efficacement les incendies ; les réservoirs offrent les avantages suivants :

- Régularisation du fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification de l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau à température constante et la préserver des contaminations.
- Jouent le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouent le rôle de relais.
- Constituer une réserve en cas d'incendie sur les infrastructures d'amenée.

### III.2. Principe de fonctionnement :

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

- Les installations et accessoires d'adduction permettent 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 maximales (heures de pointe) le débit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

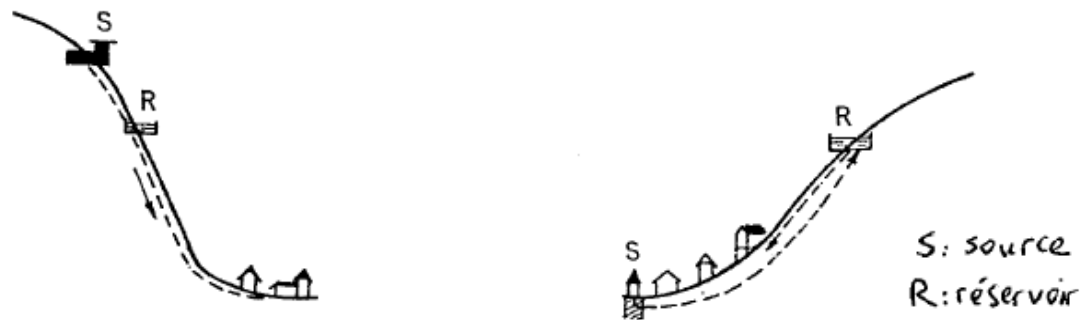
### III.3. Emplacement du réservoir :

Le réservoir doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres des conduites.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Donc, Il faut évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point ayant la plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie et la géologie ont une place prépondérante dans le choix de l'emplacement; sans oublier les extensions futures.



**Figure III.1 :** Emplacements des réservoirs.

S'il n'est pas possible de placer le réservoir au centre de la localité et si celle-ci est très étendue, la pression peut devenir insuffisante à l'extrémité du réseau, particulièrement aux heures de pointe. On a alors recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, en liaison avec le réservoir principal.

### III.4. Classification des réservoirs: [5] DUPONT, A, 1979

#### III.4.1.D'après la nature des matériaux, on distingue :

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé.
- Les réservoirs en béton précontraint.

#### III.4.2.D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés, sur tour.

#### III.4.3.D'après la forme géométrique, on a :

- Circulaires.
- Rectangulaires.

III.4.4.D'après l'utilisation, on peut les classer en:

- Réservoir principal d'accumulation et stockage.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir de traitement.

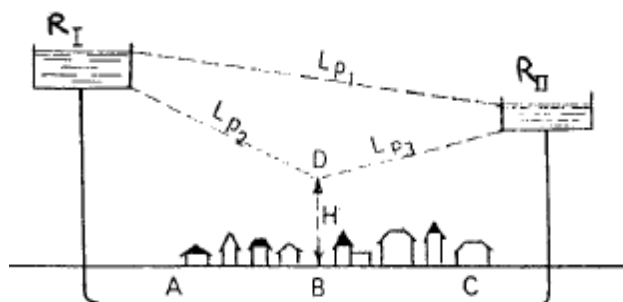


Figure III.2: Réservoir d'équilibre.

### III.5. Choix du type de réservoir :

Notre choix c'est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés pour les raisons suivantes:

- L'étanchéité est facile à réaliser ;
- L'étude architecturale simplifiée ;
- Nécessaire lorsque la capacité devient importante ;
- Economie sur les frais de construction.

### III.6. Les équipements du réservoir :

Un réservoir doit être équipé par :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation (d'adduction) ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de trop plein ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de by-pass, dans certain cas
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet-flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.



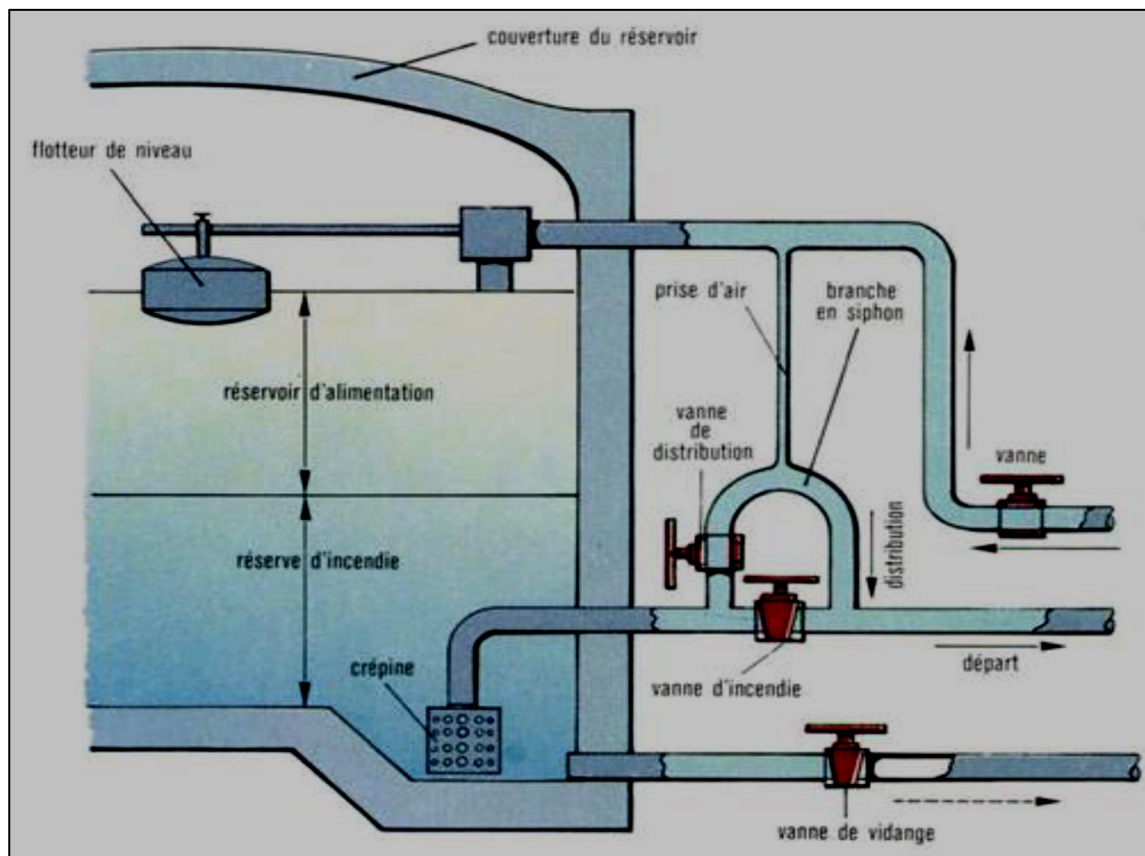
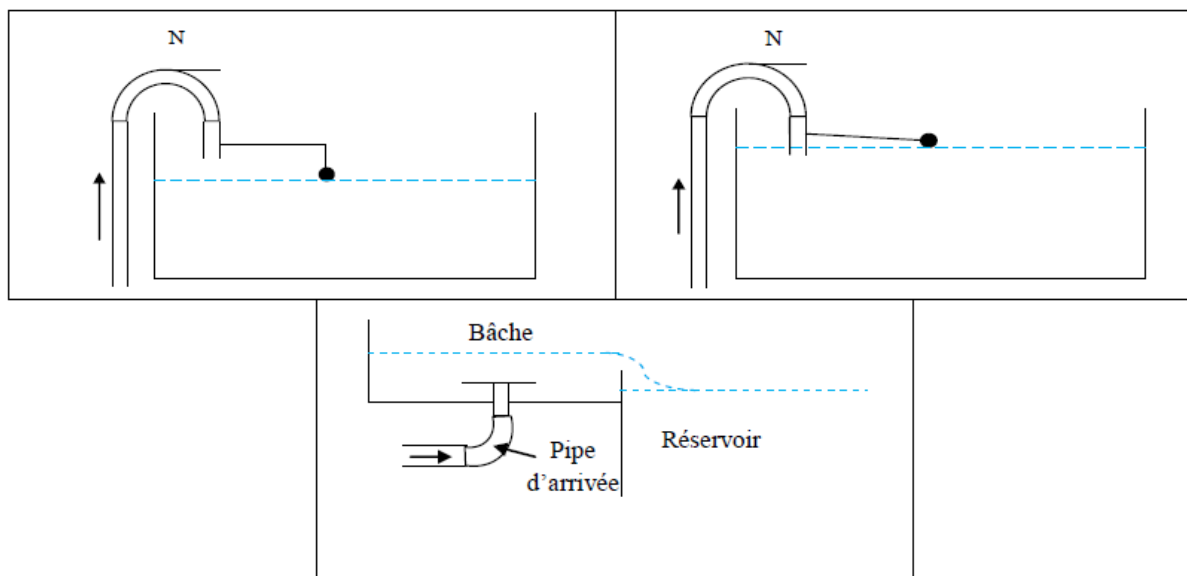


Figure III.3 : Equipement d'un réservoir d'eau potable.

### III.6.1. Conduite d'adduction : [5] DUPONT, A, 1979

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée permet le renouvellement de l'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux. Les robinets à flotteurs sont destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée de l'eau dans les réservoirs ils doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable.

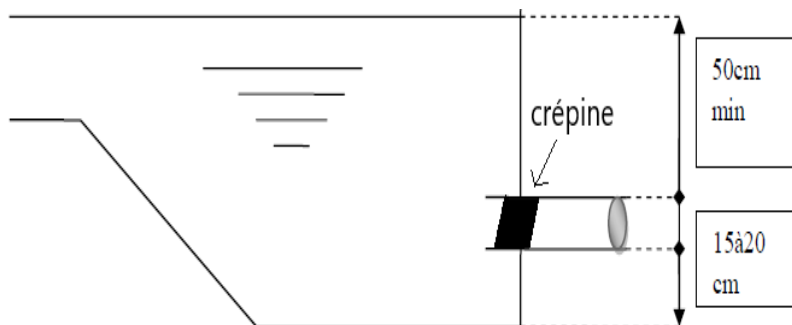


**Figure III.4 :** Conduite d’adduction en chute libre, noyée et arrivée en pipe.

**III.6.2. Conduite de distribution :**

Le départ de la conduite de distribution s’effectue de 0.15 à 0.20 m au-dessus du radier afin d’éviter l’introduction des matières et sables décantés dans la cuve.

On réserve un minimum de 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite cela pour éviter la pénétration d’air en cas d’abaissement maximal du plan d’eau.



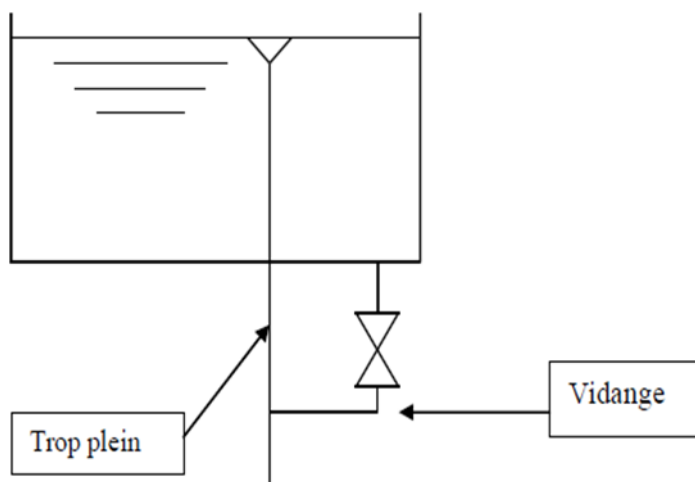
**Figure III.5 :** Conduite de distribution.

**III.6.3. Conduite du trop-plein :**

Cette conduite permet d’évacuer l’excès d’eau au réservoir en cas ou la pompe ne s’arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger. (Figure III.6).

**III.6.4. Conduite de vidange :**

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite du trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

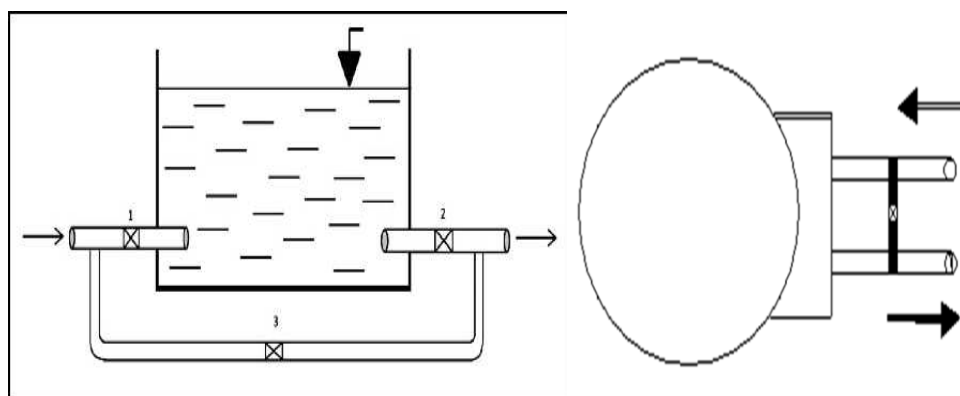


**Figure III.6 :** Conduite du trop-plein et de vidange.

**III.6.5. Conduite de by-pass :**

C'est une façon de relier la conduite d'adduction directement à la conduite de distribution sans passer par le réservoir (Figure (III.7)), elle trouve son efficacité lors d'indisponibilité ou des travaux de réparation et de nettoyage dans le réservoir.

La communication entre ces deux conduite s'effectue selon la figure (III.9) en marche normal les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée, en by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).



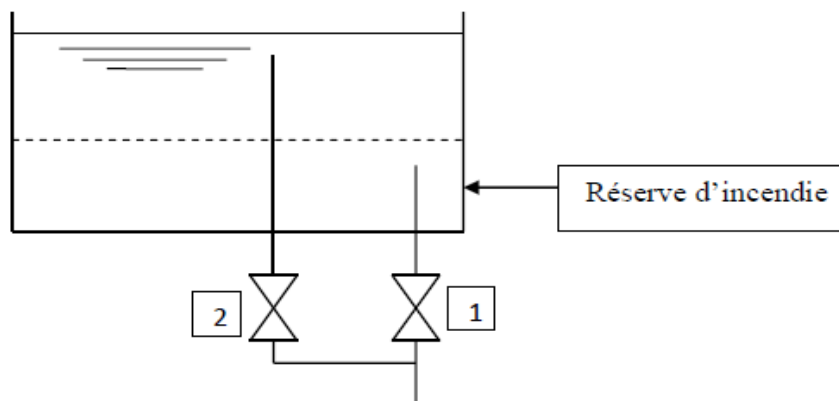
**Figure III.7:** Conduit by-pass.

**III.6.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :**

Dans la distribution, on distingue deux types de procédés

**III.6.6.1. Système à deux prises :**

Une première disposition est celle indiquée sur figure suivante où, en temps normal, (1) est fermé et (2) ouvert. En cas d'incendie, il suffit d'ouvrir (1). Mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

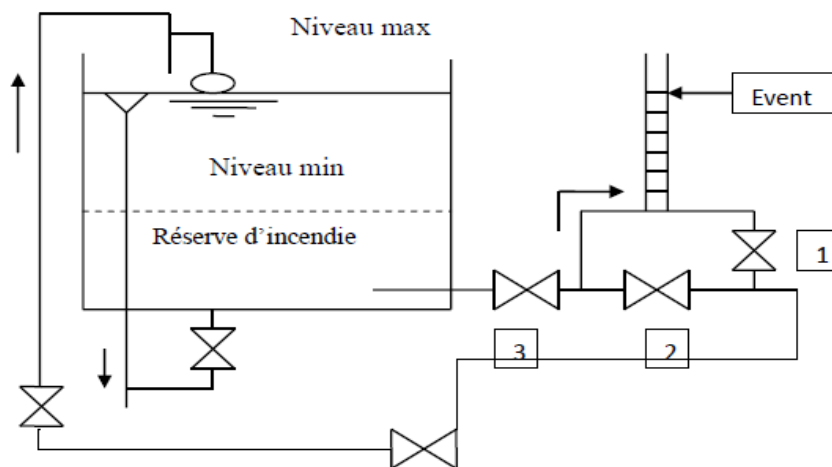


**Figure III.8:** Système à deux prises.

**III.6.6.2. Système à siphon :**

La deuxième disposition est souvent approuvée et consiste en un siphon (Figure III.9) qui est retiré lorsque le niveau de réserve est atteint:

- En régime normal : Les vannes 1 et 3 sont ouvertes et la vanne 2 est fermée.
- En cas d'incendie : La vanne 1 est fermée et 2 est ouverte.



**Figure III.9:** système à siphon.

### III.8. Capacité du réservoir :

Le volume des réservoirs est établi comme étant la somme de la réserve d'opération et de la réserve d'incendie. Cette capacité oscille alentour du volume moyen journalier d'eau consommée. Le remplissage du réservoir se fait par pompe d'alimentation de façon automatique pour maintenir un niveau constant dans le réservoir.

Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont :

250 ; 500; 1000; 1500; 2000; 3000 ; 5000; 7500; 10000; 12000; 15000 et 20 000 m<sup>3</sup>.

#### a. Réserve d'opération

La réserve d'opération permet de faire face aux variations horaires de débits dans le réseau de distribution.

#### b. Réserve d'incendie

Le débit d'incendie requis pour les agglomérations dépend de la superficie et de son type de construction. Au nombre de risque et de densité de la population.

### III.9. Détermination de la capacité d'un réservoir:

Le calcul du volume du réservoir de fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée.

La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

#### III.9.1.Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder:

- Soit à la méthode graphique, qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite, à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé ;
- Soit à la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ.

##### III.9.1.1. Méthode analytique :

La méthode d'analyse dépend du système de consommation tout au long de la journée et de la durée de fonctionnement de la pompe.

Le volume du réservoir de stockage (volume utile) est déterminé par la formule suivante :

$$V_U = P_{\%} \times \frac{Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{III-1})$$

Avec :

$V_U$  : Volume du réservoir utile ( $m^3$ ).

$P_{\%}$  : Résidu maximal dans le réservoir en (%).

$Q_{\max,j}$  : Consommation maximal journalière en ( $m^3/j$ ).

On fait la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation. Cette différence est reportée dans la colonne des surplus et déficits selon son signe.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure : la valeur maximale trouvée  $P_{\%}$  max sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{\%} = |V_{\max}^+| + |V_{\max}^-| \quad (\text{III-2})$$

### III.9.1.2. Méthode graphique :

Pour estimer la capacité du réservoir par une méthode graphique, il est nécessaire de connaître la courbe de consommation totale (intégrée) et la courbe de dessin. Pour tracer la courbe d'alimentation, vous devez connaître le temps de fonctionnement de la pompe, le cas échéant. En réglant l'heure de fonctionnement de la pompe de la journée, à la fin de cette période, les pompes doivent fournir 100% du débit quotidien maximum.

Le volume du réservoir sera au moins égal à la somme de ces deux valeurs

$$V_R = \Delta V_{\max} + \Delta V_{\min} \quad (\text{III-3})$$

Avec :

$V_R$  : Volume du réservoir en ( $m^3$ ) ;

$\Delta V_{\min}$  : Surplus en ( $m^3$ ) ;

$\Delta V_{\max}$  : Déficit en ( $m^3$ ) ;

### III.9.2. Détermination du volume total d'un réservoir :

Enfin le volume total de réservoir est déterminé comme suite :

$$V_T = V_R + V_{\text{inc}} \quad (\text{III-4})$$

Avec :

$V_T$  : Volume total en ( $m^3$ ) ;

$V_R$  : Volume du réservoir en  $m^3$  ;

$V_{\text{inc}}$  : Réserve d'incendie ;  $V_{\text{inc}} = 120 m^3$ .

**III.10. Dimensionnement des réservoirs :****III.10.1. Dimensionnement du réservoir de POS 29 :****III.10.1.1. La capacité du réservoir :****➤ Méthode analytique :**

Le réservoir projeté dans ce POS sera alimenté par refoulement à partir du réservoir du POS N° 20.

Ce réservoir alimentera le POS 29 avec un débit :  $Q_{\max.j} = 5090.36 \text{ m}^3/\text{j}$ .

Le tableau (III.1) suivant montre le calcul de la capacité de ce réservoir:

Tableau III.1 : Dimensionnement du Réservoir de POS 29 par la méthode analytique.

Heure	Apports		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	M3/h	%	M3/h	%	%	%
00-01	8,33	424.12	1,5	76,36	6,83		6,83
01-02	8,33	424.12	1,5	76,36	6,83		13,67
02-03	8,33	424.12	1,5	76,36	6,83		20,50
03-04	8,33	424.12	1,5	76,36	6,83		27,33
04-05	8,33	424.12	2,5	127,26	5,83		33,17
05-06	8,33	424.12	3,5	178,16	4,83		<b>38,00</b>
06-07	0	0	4,5	229,07		-4,5	33,50
07-08	0	0	5,5	279,97		-5,5	28,00
08-09	0	0	6,25	318,15		-6,25	21,75
09-10	0	0	6,25	318,15		-6,25	15,50
10-11	0	0	6,25	318,15		-6,25	9,25
11-12	0	0	6,25	318,15		-6,25	3,00
12-13	8,33	424.12	5	254,52	3,33		6,33
13-14	8,33	424.12	5	254,52	3,33		9,67
14-15	8,33	424.12	5,5	279,97	2,83		12,50
15-16	8,33	424.12	6	305,42	2,33		14,83
16-17	8,33	424.12	6	305,42	2,33		17,17
17-18	8,33	424.12	5,5	279,97	2,83		20,00
18-19	0	0	5	254,52		-5	15,00
19-20	0	0	4,5	229,07		-4,5	10,50
20-21	0	0	4	203,61		-4	6,50
21-22	0	0	3	152,71		-3	3,50
22-23	0	0	2	101,81		-2	1,50
23-24	0	0	1,5	76,36		-1,5	<b>0,00</b>
Total	100	5090.36	100	5090,36	55,00	-55,00	



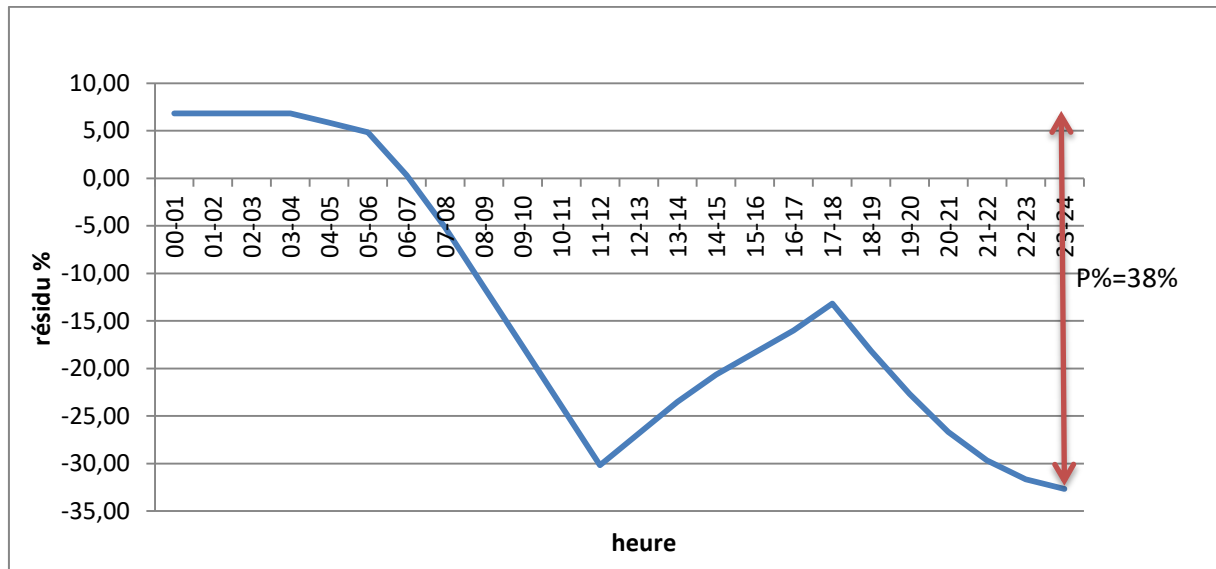


Figure III.10: l'évaluation des surplus et déficits en fonction de temps (POS 29).

D'après les résultats du tableau (III.1), on a utilisé la formule III-2 :

$$\begin{aligned}
 P\% &= |V^-| + |V^+| \\
 &= 38 + 0 \\
 &= 38\%
 \end{aligned}$$

Dans notre cas, la capacité du réservoir utile se calcule en utilisant la formule III-1

$$\begin{aligned}
 V_U &= 38 \times \frac{5090.36}{100} \\
 &= 1934.337\text{m}^3
 \end{aligned}$$

D'après le volume total de réservoir est déterminé comme la formule III-4 :

$$\begin{aligned}
 V_T &= 1934.337 + 120 \\
 &= 2054.337 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Donc ; La capacité du réservoir projeté dans ce POS sera de 2500 m<sup>3</sup>.

➤ **Méthode graphique :**

Le tableau III.2 ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir de POS 29 par la méthode graphique.

Tableau III.2 : Dimensionnement du Réservoir de POS 29 par la méthode graphique.

Heurs	Apports %	Apport cumulé %	Distribution %	Distribution cumulé %	La différence entre les cumules
00-01	8,33	8,33	1,5	1,5	6,83
01-02	8,33	16,67	1,5	3	13,67
02-03	8,33	25,00	1,5	4,5	20,50
03-04	8,33	33,33	1,5	6	27,33
04-05	8,33	41,67	2,5	8,5	33,17
05-06	8,33	50,00	3,5	12	<b>38,00</b>
06-07	0,00	50,00	4,5	16,5	33,50
07-08	0,00	50,00	5,5	22	28,00
08-09	0,00	50,00	6,25	28,25	21,75
09-10	0,00	50,00	6,25	34,5	15,50
10-11	0,00	50,00	6,25	40,75	9,25
11-12	0,00	50,00	6,25	47	3,00
12-13	8,33	58,33	5	52	6,33
13-14	8,33	66,66	5	57	9,66
14-15	8,33	75,00	5,5	62,5	12,50
15-16	8,33	83,33	6	68,5	14,83
16-17	8,33	91,66	6	74,5	17,16
17-18	8,33	100,00	5,5	80	20,00
18-19	0	100,00	5	85	15,00
19-20	0	100,00	4,5	89,5	10,50
20-21	0	100,00	4	93,5	6,50
21-22	0	100,00	3	96,5	3,50
22-23	0	100,00	2	98,5	1,50
23-24	0	100,00	1,5	100	<b>0,00</b>
Total	100		100		

A partir du tableau (III.2) nous avons tracé la courbe dans la figure (III.11) suivante :

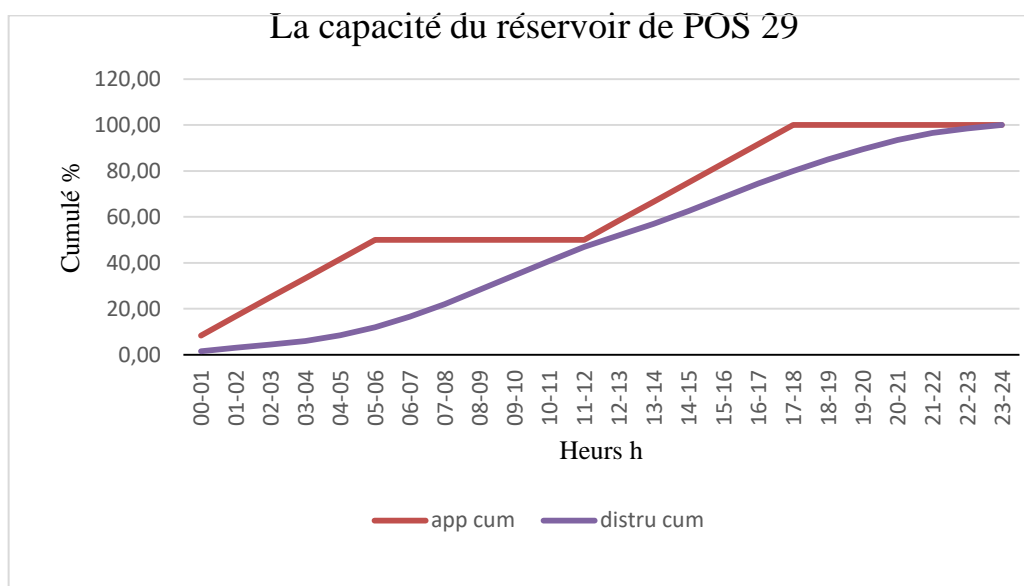


Figure III.11 : La capacité de réservoir dans le POS 29 par la méthode graphique.

De la courbe on retire P (%) :

$$P\% = 38 + 0$$

$$= 38\%$$

D'où :

$$V_U = 38 \times \frac{5090.36}{100}$$

$$= 1934.4 \text{ m}^3$$

Alors :

$$V_T = 1934.4 + 120$$

$$= 2054.4 \text{ m}^3$$

### III.10.1.2. Diamètre du réservoir :

On prend H = 8m (réservoir semi-enterré).

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}} \tag{III-5}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 2500}{\pi * 8}}$$

Le diamètre du réservoir est 19.95 m.

**III.10.1.3. Hauteur de la réserve d'incendie :**

Elle est calculée par l'expression suivante :

$$\begin{aligned} H_{inc} &= \frac{4 * V_{inc}}{\pi * D^2} && \text{(III-6)} \\ &= \frac{4 * 120}{\pi * 19.95^2} \\ &= 0.4 \text{ m} \end{aligned}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **0.4 m**.

**III.10.2. Dimensionnement du réservoir de POS 20 (AMEZOU) :**

Le réservoir projeté dans le POS 20 sera alimenté par gravité à partir du réservoir tampon existant  $2 \times 3000 \text{ m}^3$ .

Il assure la distribution pour les habitants du POS 20 avec un débit de  $5642.6 \text{ m}^3/\text{j}$  ; et un refoulement vers le réservoir de POS 29 avec un débit de  $6912 \text{ m}^3/\text{j}$ .

**III.10.2.1. La capacité du réservoir :****➤ Méthode analytique :**

Le tableau (III.3) suivant montre le calcul de la capacité de ce réservoir :

Tableau III.3 : Dimensionnement du Réservoir de POS 20 par la méthode analytique.

Heure	Apport	Volume m <sup>3</sup>	Distribution	Sorties			Surplus	Déficit	Résidu
	Apport %		Distribution %	Rapport refoulé %	Rapport consommé %	Total sortie %			
00-01	5	282,13	1,5	4,588	0,67	5,26		-0,26	-0,26
01-02	5	282,13	1,5	4,588	0,67	5,26		-0,26	-0,52
02-03	5	282,13	1,5	4,588	0,67	5,26		-0,26	-0,79
03-04	5	282,13	1,5	4,588	0,67	5,26		-0,26	-1,05
04-05	5	282,13	2,5	4,588	1,12	5,71		-0,71	-1,76
05-06	5	282,13	3,5	4,588	1,57	6,16		-1,16	-2,92
06-07	5	282,13	4,5	0	2,02	2,02	2,98		0,06
07-08	5	282,13	5,5	0	2,47	2,47	2,53		2,58
08-09	5	282,13	6,25	0	2,81	2,81	2,19		4,78
09-10	5	282,13	6,25	0	2,81	2,81	2,19		6,97
10-11	5	282,13	6,25	0	2,81	2,81	2,19		9,16
11-12	5	282,13	6,25	0	2,81	2,81	2,19		<b>11,35</b>
12-13	5	282,13	5	4,588	2,25	6,84		-1,84	9,51
13-14	5	282,13	5	4,588	2,25	6,84		-1,84	7,68
14-15	5	282,13	5,5	4,588	2,47	7,06		-2,06	5,62
15-16	5	282,13	6	4,588	2,70	7,28		-2,28	3,33
16-17	5	282,13	6	4,588	2,70	7,28		-2,28	1,05
17-18	5	282,13	5,5	4,588	2,47	7,06		-2,06	-1,01
18-19	0	0,00	5	0	2,25	2,25		-2,25	-3,26
19-20	0	0,00	4,5	0	2,02	2,02		-2,02	-5,28
20-21	0	0,00	4	0	1,80	1,80		-1,80	-7,08
21-22	0	0,00	3	0	1,35	1,35		-1,35	<b>-8,43</b>
22-23	5	282,13	2	0	0,90	0,90	4,10		-4,33
23-24	5	282,13	1,5	0	0,67	0,67	4,33		0,00
Total	100	5642,6	100	55,0555 18	44,9444 83	100,00	22,70	-22,70	

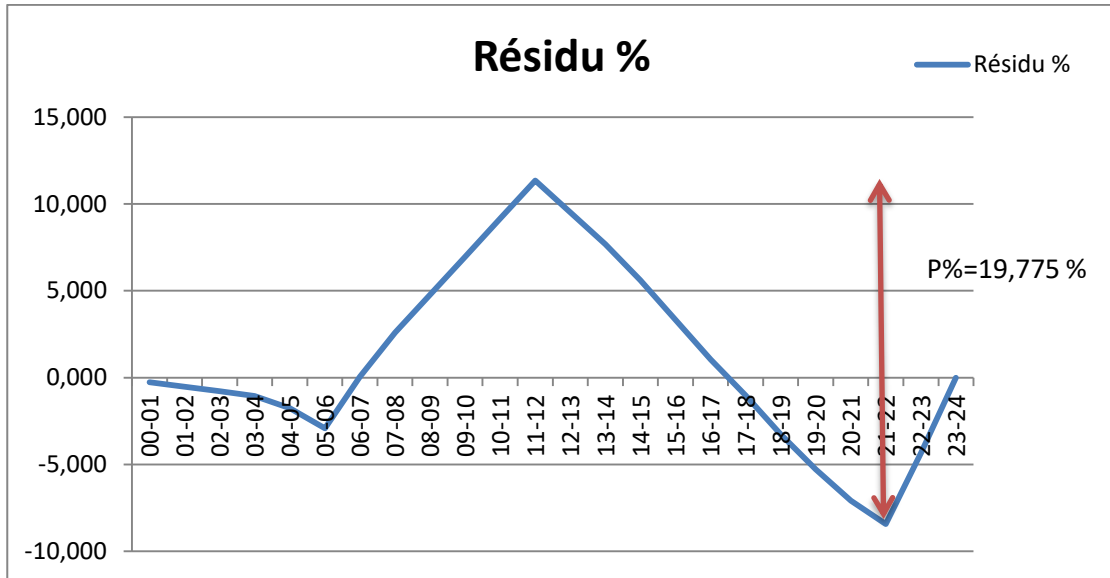


Figure III.11: l'évaluation du résidu en fonction de temps (POS 20).

✓ **Remarque :** la vanne sera ouverte 20 heures.

D'après les résultats du tableau (III.2), on a utilisé la formule III-2 :

$$P\% = |11,35| + |-8,43|$$

$$= 19,78 \%$$

Dans notre cas, la capacité du réservoir utile se calcule en utilisant la formule III-1 :

$$V_U = 19,78 \times \frac{12554.6}{100}$$

$$= 2483,30 \text{ m}^3$$

D'après le volume total de réservoir est déterminé comme la formule III-4 :

$$V_T = 2483,3 + 120$$

$$= 2603,3 \text{ m}^3$$

Donc ; La capacité du réservoir projeté dans ce POS sera de 3000 m<sup>3</sup>.

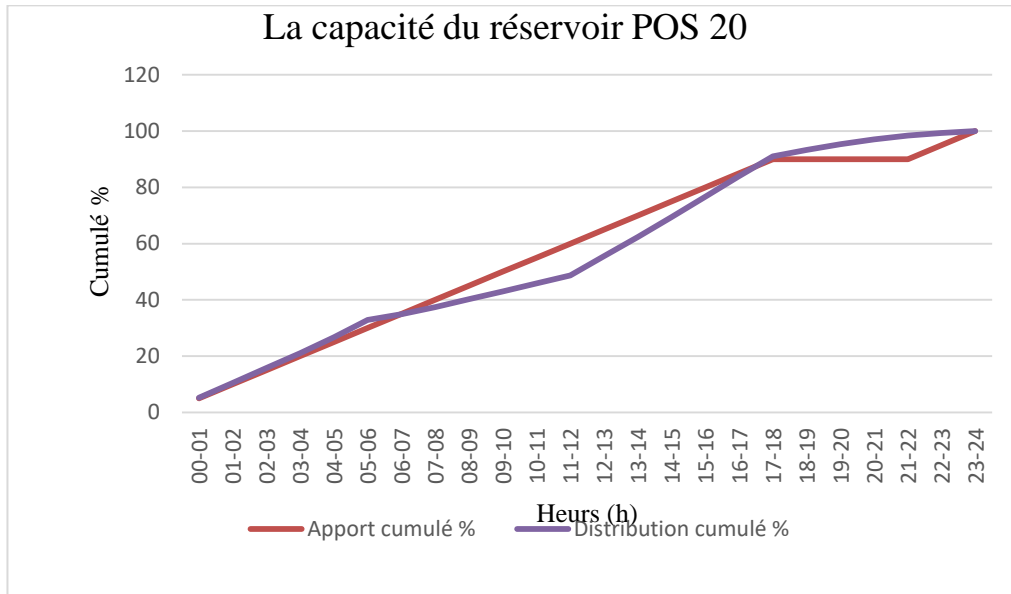
➤ **Méthode graphique :**

Le tableau (III.4) ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir de POS 20 par la méthode graphique.

Tableau III.4 : Dimensionnement du Réservoir de POS 20 par la méthode graphique.

Heurs	Apport %	Apport cumulé %	Distribution	Distribution cumulé %	La différence cumulé %
00-01	5	5	1,5	5,26	-0,26
01-02	5	10	1,5	10,52	-0,52
02-03	5	15	1,5	15,79	-0,79
03-04	5	20	1,5	21,05	-1,05
04-05	5	25	2,5	26,76	-1,76
05-06	5	30	3,5	32,92	-2,92
06-07	5	35	4,5	34,94	0,06
07-08	5	40	5,5	37,42	2,58
08-09	5	45	6,25	40,22	4,78
09-10	5	50	6,25	43,03	6,97
10-11	5	55	6,25	45,84	9,16
11-12	5	60	6,25	48,65	11,35
12-13	5	65	5	55,49	9,51
13-14	5	70	5	62,32	7,68
14-15	5	75	5,5	69,38	5,62
15-16	5	80	6	76,67	3,33
16-17	5	85	6	83,95	1,05
17-18	5	90	5,5	91,01	-1,01
18-19	0	90	5	93,26	-3,26
19-20	0	90	4,5	95,28	-5,28
20-21	0	90	4	97,08	-7,08
21-22	0	90	3	98,43	-8,43
22-23	5	95	2	99,33	-4,33
23-24	5	100	1,5	100	0
Total	100		100		

A partir du tableau (III.4) nous avons tracé la courbe dans la figure (III.12) suivante:



**Figure III.12 :** La capacité de réservoir dans le POS 20 par la méthode graphique

De la courbe on retire P (%) :

$$\begin{aligned}
 P\% &= |V^-| + |V^+| \\
 &= 8,43 + 11,35 \\
 &= 19,78 \%
 \end{aligned}$$

D'où :

$$\begin{aligned}
 V_U &= 19,78 \times \frac{12554,6}{100} \\
 &= 2483,30\text{m}^3
 \end{aligned}$$

Alors :

$$\begin{aligned}
 V_T &= 2483,30 + 120 \\
 &= 2603 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

**III.10.2. Le diamètre du réservoir :**

On prend H = 8m (réservoir semi-enterré)

Le diamètre est calculé par la formule III-5 :

D'où :

$$\begin{aligned}
 D &= \sqrt{\frac{4 * V}{\pi * H}} \\
 &= \sqrt{\frac{4 * 3000}{\pi * 8}}
 \end{aligned}$$

Le diamètre du réservoir est 21.85 m.



**III.10.2.3. Hauteur de la réserve d'incendie :**

Elle est calculée par la formule **III-6** :

$$\begin{aligned}H_{inc} &= \frac{4 * V_{inc}}{\pi * D^2} \\ &= \frac{4 * 120}{\pi * 21.85^2} \\ &= 0.32 \text{ m}\end{aligned}$$

La hauteur de la réserve d'incendie est de **0.32m**.

**▪ Conclusion :**

Cette étude concerne deux zones, qui assiste une densification accéléré une habitation collective et individuelle possède un réservoir tampon 2\*3000 m<sup>3</sup> (jumelé) pour le stockage d'eau seulement, nécessite la projection de nouveaux réservoirs pour l'alimentation de ces POS ; Les vérifications et les études faites ont donné :

- La projection d'un réservoir de 3000 m<sup>3</sup> et une conduite gravitaire à partir du réservoir tampon existant 2 × 3000 m<sup>3</sup> pour assurer les besoins futurs de POS 20.
- La projection d'un réservoir de 2500 m<sup>3</sup> alimenté par refoulement avec une station de pompage à partir du réservoir de POS 20.

# **Chapitre IV**

## **Adduction**

---

## ■ Introduction :

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation. L'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs. L'adduction d'eau est constituée :

- De la source (rivière, plan d'eau, nappe), à partir de laquelle on capte l'eau ;
- Du réseau de transport (canaux, canalisations) ;
- Du stockage (bassin, château d'eau) ;
- Enfin du réseau de distribution qui amène l'eau aux consommateurs.

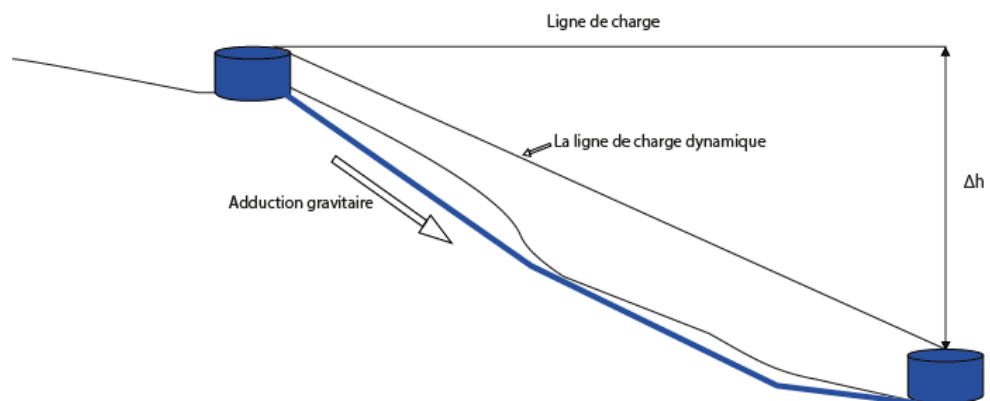
### IV.1. Classification de l'adduction :[6]

On distingue généralement trois types d'adduction :

#### IV.1.1. Adduction gravitaire :

Dans ce cas, l'eau est transportée sans pression sous l'influence des seules forces dues à la gravité. C'est-à-dire la cote est supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires:

- À surface libre (non en charge).
- En charge (le plus rencontré).



**Figure IV.1 :** Schéma d'adduction gravitaire.

#### IV.1.2. Adduction par refoulement :

Dans cette adduction, le point de captage se situe à un niveau inférieur de celui du réservoir d'accueil. Les eaux de captage sont relevées par la station de pompage.

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

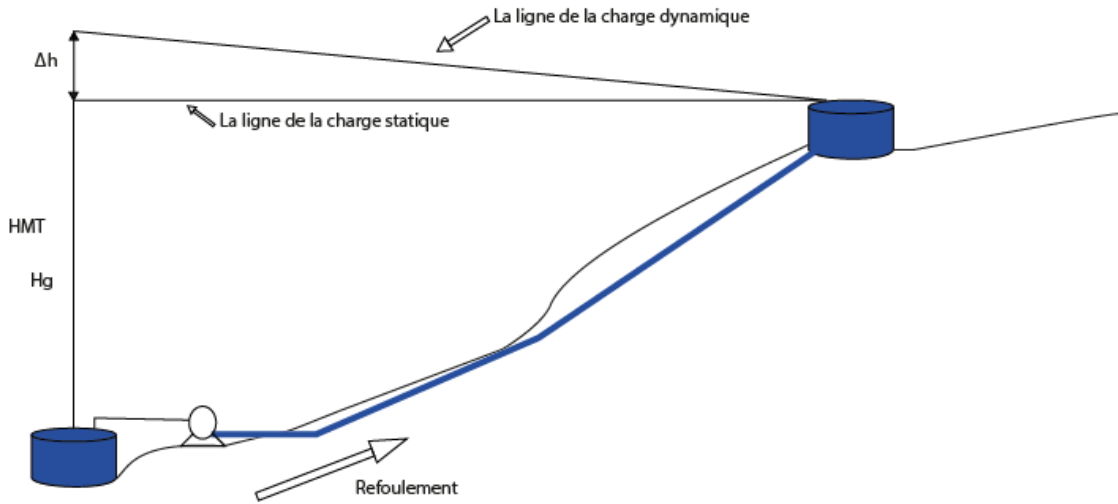


Figure IV.2 : Schéma d'adduction par refoulement.

**IV.1.3. Adduction mixte (Refoulement- gravitaire) :**

C'est la combinaison entre les deux types d'adductions précédents ; et elle est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

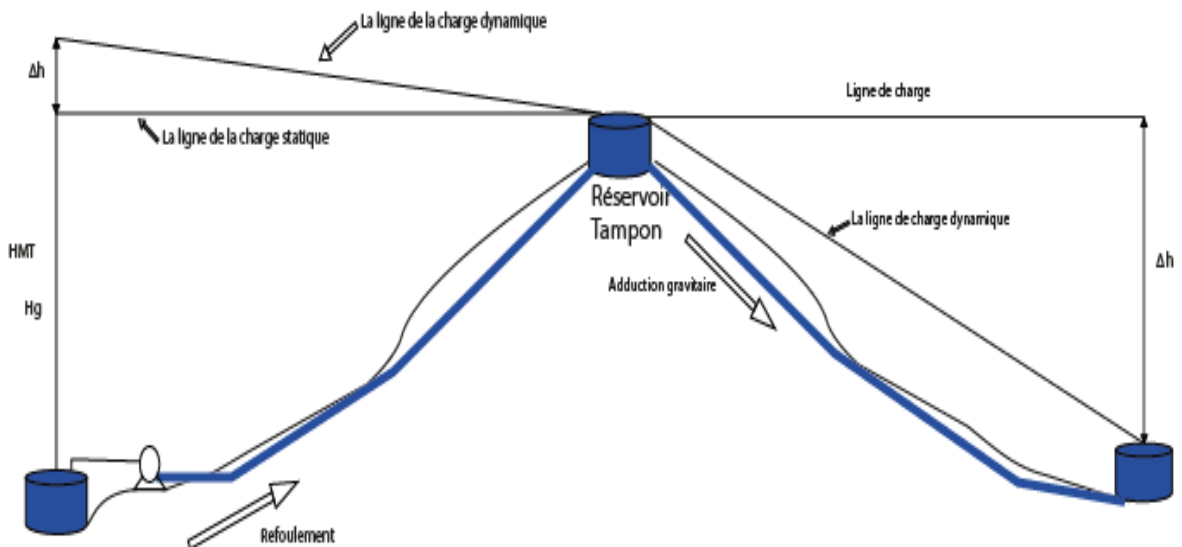


Figure IV.3 : Schéma d'adduction mixte (Refoulement-gravitaire).

### IV.2. Choix du tracé : [5] DUPONT, A, 1979

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisit de façon à avoir une trajectoire directe de la conduite et répondre aussi à certaines exigences d'ordre technique telle que :

- Avoir un profil en long le plus régulier.
- Eviter les contre pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.
- pour des raisons économiques, le tracé doit être le plus court possible.
- Rechercher la possibilité d'alimenter l'agglomération gravitairement.

### IV.3. Description du schéma d'adduction :

Dans ce projet, la chaine d'adduction est alimentée à partir du barrage de Kissir; l'eau de ce dernier est acheminée par refoulement vers le réservoir tampon (2\*3000) existant à une altitude de 225m.

Le réservoir projeté **R1** de type semi-enterré pour le pos 20 (225 m) sera alimenté gravitairement à partir du réservoir tampon. Ainsi qu'une station de pompage près du réservoir du pos 20 qui sera chargée de refouler l'eau de réservoir de pos 20 vers le réservoir projeté **R2** dans le pos 29 à (300m).

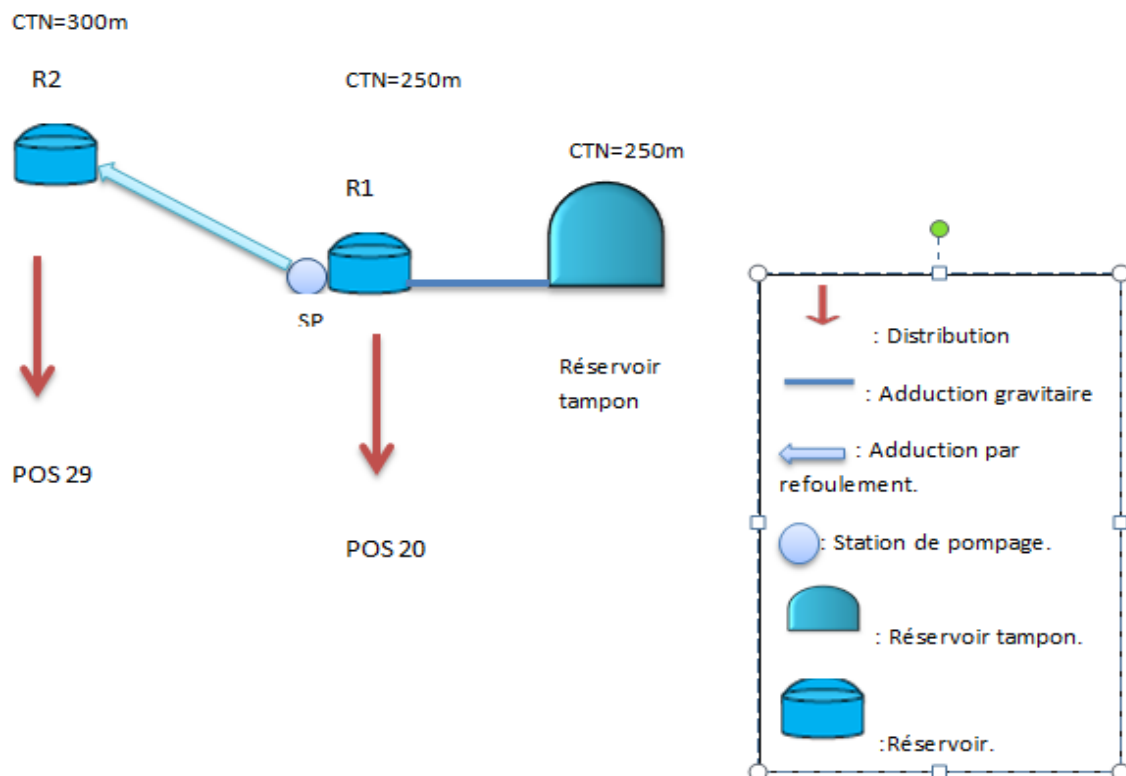


Figure IV.4 : Schéma simplifié du tracé de l'adduction du projet.

**IV.4. Choix du type des conduites :**

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine.

De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en PEHD ; vu les avantages qu'elles présentent :

- Facilité de transport et d'installation due à leurs légèreté et flexibilité.
- Bonne résistance à notre type de sol, à majorité agressif.
- Bonne propriété hydraulique.
- Durée de vie importante.
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- Economique.

**IV.5. Etude technico-économique de l'adduction :**

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation. Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge.

**IV.5.1. Calcul du diamètre économique :****IV.5.1.1. Cas refoulement :**

On dispose de deux corrélations établies par **BRESS** et **BONNIN**, qui permettent l'approximation de ce diamètre économique  $D_N$  :

- Formule de BONNIN :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{IV-1})$$

- Formule de BRESS :

$$D_{ec} = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

Avec :

$Q$  : Débit refoulé dans la conduite en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$D_{ec}$  : diamètre de la conduite (m).

On prendra tous les diamètres compris entre les deux valeurs calculées par les formules précédentes, mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre 0.5m/s et 2 m/s.

- ✓ **Remarque :** la formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite  $\leq 1\text{Km}$ ).

**IV.5.1.2. Cas gravitaire :**

Nous choisissons les diamètres pour lesquels la vitesse d'écoulement est comprise entre  $V_{\min}$  et  $V_{\max}$  tel que :

- Formule 1 :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} \quad (\text{IV-3})$$

- Formule 2 :

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{IV-4})$$

Avec :

$V_{\min}$  : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.

$V_{\max}$  : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.

$D_{\min}$  : Diamètre minimal de la conduite en (m).

$D_{\max}$  : Diamètre maximale de la conduite en (m).

Q : Débit que doit faire transiter la conduite en (m<sup>3</sup>/s).

Le diamètre économique est compris entre ces deux valeurs. sa valeur exacte est celle qui donnera un cout minimal avec une vitesse comprise entre 0,5 et 2 m/s

#### IV.5.2. Calcul de la vitesse :

La vitesse est donnée par la formule suivant :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (\text{IV-5})$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement en (m/s).

Q : débit transitant dans la conduite en (m<sup>3</sup> /s).

D : diamètre de la conduite en (m).

#### IV.5.3. Calcul des pertes des charges :[7]

Quand l'eau circule dans une installation, les molécules d'eau frottent sur les parois de la tuyauterie et celle-ci peuvent être plus ou moins lisses, les coudes, les changements de direction, les réductions, les divers accessoires s'ajoutent aux frottements de la tuyauterie générant des pertes de charge.

Il existe deux grandes catégories de perte de charge qui s'expriment en pascals ou en mètre de colonne d'eau.

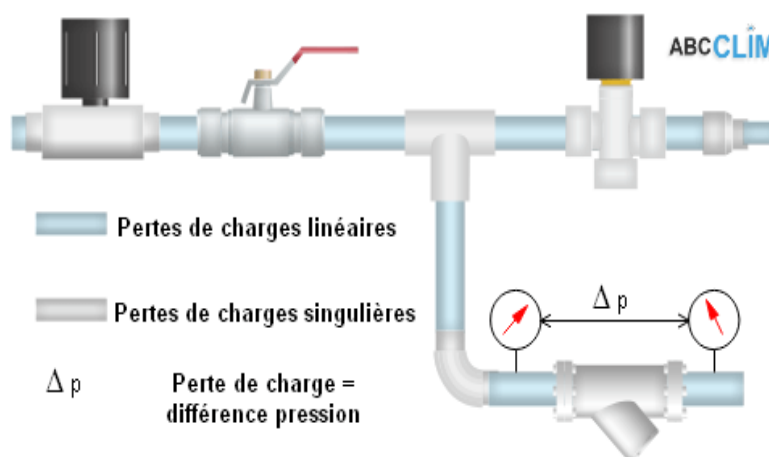


Figure IV.5 : Schéma simplifié des pertes de charge.



**IV.5.3.1. Perte de charge linéaire ( $H_l$ ) :**

On définit la perte de charge linéaire par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$H_l = j * L$$

$$= \frac{\lambda ** V^2}{2 * g * D} * L \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

$H_l$  : pertes de charge linéaires (m).

$j$  : pertes de charge unitaires (m/ml).

$D$  : diamètre de la conduite (m).

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

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

$\lambda$  : coefficient de frottement de DARCY.

**➤ Nombre de Reynolds :**

Le nombre de REYNOLDS est donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV-7})$$

Avec :

$Re$  : Reynolds [-]

$V$  : vitesse moyenne de l'eau [m/s]

$D$  : Diamètre de la conduite [m]

$\nu$  : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule suivante :

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337t + 0,000221t^2)}$$

Pour :  $t = 20^\circ\text{C}$ ,  $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ .

**IV.5.3.2. Calcul du coefficient de pertes de charge  $\lambda$  :**

Plusieurs méthodes existent pour définir le coefficient de perte de charge. Une des plus connues est le diagramme de Moody qui est un abaque permettant de déterminer le coefficient de perte de charge à partir du nombre de Reynolds et de la rugosité de la conduite. Il est également possible de calculer directement ce paramètre à partir de corrélations qui sont à la base du diagramme du Moody. ANNEXE (IV.1)

- **Régime laminaire –  $Re < 2000$  :**

Il est donné par la Loi de Hagen-Poiseuille :

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (\text{IV-8})$$

- **Régime turbulent rugueux –  $2000 < Re < 3000$  :**

Il est donné par la formule de NIKURADZI :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \ln \frac{k}{D})^{-2} \quad (\text{IV-9})$$

- **Régime transitoire –  $Re > 3000$  :**

Il est donné par la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left( \frac{K}{3,71 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV-10})$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m).

K : rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau.

Pour le PEHD :

$$K = 0.01 \text{ si } D < 200 \text{ mm}$$

$$K = 0.02 \text{ si } D > 200 \text{ mm}$$

#### IV.5.3.3. Pertes de charge singulières ( $H_S$ ) :

Les pertes de charge singulière sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction ou de section ...etc. (Annexe (IV.2)), elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires :

$$H_S = 0.15 * H_l \quad (\text{IV-11})$$

#### IV.5.3.4. Les pertes de charge totales :

Elles représentent la somme des deux pertes de charge déjà définies :

$$H_T = H_l + H_S \quad (\text{IV-12})$$

Donc on aura :

$$\begin{aligned} H_T &= 1.15 * H_l \\ &= 1.15 * j * L \end{aligned}$$

**IV.5.4. Calculs hydrauliques :****IV.5.4.1. La hauteur manométrique totale :**

C'est la différence d'énergie entre l'entrée et la sortie de la pompe, elle est égale à la somme de la hauteur géométrique  $H_g$  et des pertes de charge à l'aspiration et au refoulement

$$H_{mt} = H_g + J_t \quad (\text{IV-13})$$

Avec :

$H_{mt}$  : la hauteur manométrique (m).

$H_g$  : Hauteur géométrique (m).

$J_t$  : pertes de charges totales (m).

**IV.5.4.2. Puissance de la pompe :**

C'est la puissance disponible au niveau de l'arbre d'entraînement de la roue de la pompe

$$P_a = \frac{g * Q * H_{mt}}{\eta} \quad (\text{IV-14})$$

Avec :

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

$H_{mt}$  : Hauteur manométrique totale (m).

$Q$  : Débit à transité ( $m^3/s$ ).

$\eta$  : le rendement de la pompe en %. (Généralement 75%)

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

**IV.5.4.3. Energie consommée par la pompe :**

Elle se calcule comme suit :

$$E = P * T * 365 \quad (\text{IV-15})$$

Avec :

$E$  : Energie consommée par la pompe (kw.h)

$P$  : puissance absorbée par la pompe (kw)

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

**IV.5.4.4. Frais d'exploitation**

Ils se calculent comme suit :

$$F_{\text{exp}} = E \times e \quad (\text{IV-16})$$

Avec :

E : énergie consommée par la pompe (Kw.h).

e : prix unitaire d'un Kw.h imposé par SONALGAZ. (e=4.67 DA/Kw.h)

F<sub>exp</sub> : Frais d'exploitation (Da).

**IV.5.4.5. Frais d'amortissement :**

Ils se déterminent par l'expression suivante :

$$F_{\text{am}} = P_u \times L \times A \quad (\text{IV-17})$$

Avec :

F<sub>am</sub> : Frais d'amortissement (Da).

P<sub>u</sub> : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml)

L : Longueur de la conduite (m).

A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \quad (\text{IV-18})$$

Avec :

A: L'amortissement annuel.

i: Taux d'annuité = 8 %.

n: Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n =25ans)

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{25} - 1} + 0,08 = 0,0937$$

$$A = 0,0937$$

**IV.5.4.6. Bilan général :**

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$BL = F_{\text{am}} + F_{\text{exp}} \quad (\text{IV-19})$$

Avec :

BL : Bilan (DA)

F<sub>am</sub> : Fraie d'amortissement. (DA)

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

#### IV.5.4.7. Prix des conduites :[8]

Les prix des conduites en PEHD sont présentés dans les tableaux dans l'annexe (IV.3).

### IV.6. Equipement de l'adduction :

#### IV.6.1. Robinets et vannes :

La vanne ou robinet de sectionnement industriel a pour fonction d'ouverture totale ou de stopper la circulation du fluide du reste de l'installation en cas de travaux de répartition ou autres.



**Figure IV.6 :** Robinets-vanne à opercule



**Figure IV.7 :** Vanne papillons

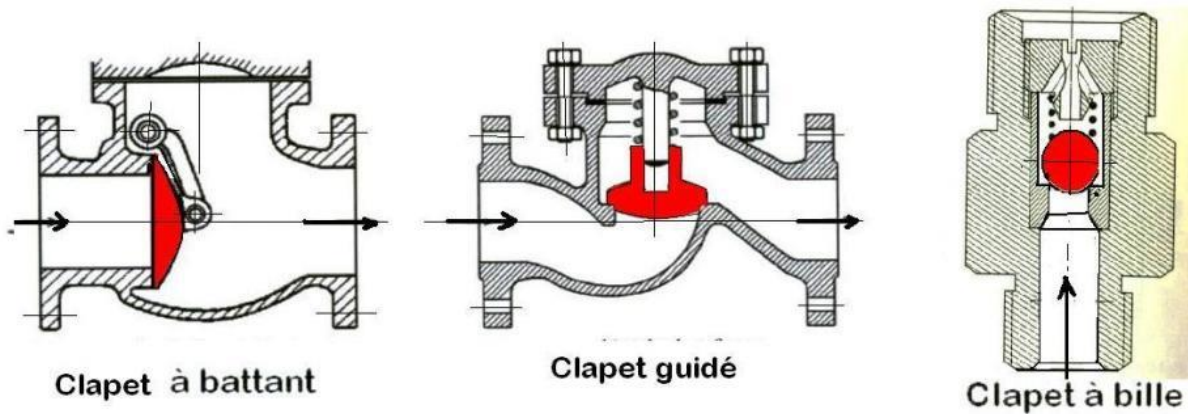
#### IV.6.2. Ventouses :

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation, Elle assure automatiquement les trois fonctions suivantes :

1. Expulsion de grandes quantités d'air pendant le remplissage de la conduite. L'air peut atteindre la sortie en vitesse d'écoulement sonique sans que le flotteur ne soit en position haute et sans fermeture prématurée.
2. Purge des petites poches d'air accumulées pendant l'utilisation de la conduite pressurisée.
3. Admission de grandes quantités d'air en cas de rupture d'alimentation et lors des opérations de drainage des conduites.

### IV.6.3. Les clapets anti-retours :

Un clapet anti-retour est un système conçu pour que le fluide ne circule que dans une seule direction. Il est utilisé pour éliminer les risques potentiels de détérioration des circuits hydrauliques sous l'effet d'un débit de retour.



Figures IV.8 : Les clapets anti-retours

### IV.6.4. La crépine :

La crépine est un filtre; souvent métallique (ou en matériaux de synthèse), de forme demi-sphérique ou cylindrique qui se positionne à l'extrémité d'un tuyau d'aspiration de la pompe d'un puits ou d'un forage, afin d'exploiter l'eau. Il s'agit du premier filtre placé en amont de la pompe et destiné à arrêter les corps étrangers tout en laissant passer l'eau afin de protéger la pompe.

## IV.7. Détermination des diamètres économiques :

### IV.7.1. Adduction par refoulement :

#### ✓ Remarque :

Les informations que nous possédons indiquent que la capacité de stockage du réservoir tampon est de  $2 \times 3000 \text{ m}^3$  ; ce tampon est alimenté par le barrage de KISSIR avec un débit de 200l/s.

Le réservoir de stockage (tampon) qui est conçu pour desservir les réservoirs des POS avoisinants dont nous manquons d'information est appelé aussi à desservir le réservoir R1 du POS N°20 objet de notre projet.

Le calcul hydraulique de l'adduction de notre zone d'étude sera donc calculé suite aux données de ces 2 POS indépendamment des autres POS.

- **Tronçon R1 - R2 :****Données :**

- Cote terrain naturel du réservoir **R2** :  $CTN(R2) = 300m$ .
- Cote de radier:  $CR = 296 m$  ;
- Cote terrain naturel du réservoir **R1** :  $CTN(R1) = 225m$ .
- Cote de radier :  $CR = 221.62m$ .
- Hauteur géométrique :  $hg = 85m$ .
- Longueur de l'adduction :  $L = 900m$ .
- Cote de radier de la station de pompage :  $CR(SP) = 220.95m$ .
- Cote d'axe de la pompe :  $C \text{ (axe pompe)} = 219m$ .
- Cote du trop-plein du **R2** :  $CTP (R2) = 304m$ .
- Débit :  $Q = 80l/s = 0.08 m^3/s$ .

D'après les formules **IV-1** et **IV-2** :

$$D_{\min} = 0.226 m$$

$$D_{\max} = 0.451m$$

D'où les diamètres normalisés sont : 250mm, 315mm, 400mm, 450mm.

- **Choix de matériau** : PEHD (PN16).

**IV.7.1.1. Calcul de la hauteur manométrique Hmt :**

Les résultats des calculs sont illustrés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.1** : calcul des pertes de charge totales et de Hmt.

D(mm)	V (mm)	Re	j(m/m)	L(m)	$\Delta H$ (m)	$\lambda$	Hmt(m)
0.25	1,6305732	407643,31	0,019173868	900	20,707777	0,035372692	105,707777
0.315	1,0270681	323526,44	0,005623272	<b>900</b>	6,0731342	0,032945814	91,07313425
0.4	0,6369427	254777,07	0,001589535	900	1,71669819	0,030748823	86,71669819

**IV.7.1.2. Calcul des frais d'exploitation :**

**Tableau IV.2 :** calcul des frais d'exploitation.

D (m)	P (Kw)	E (Kwh)	Fexp (Da)
0,25	110,6126178	484483,2662	2262536,853
0,315	95,29892768	417409,3032	1949301,446
0,4	90,74035299	397442,7461	1856057,624

**IV.7.1.3. Calcul des frais d'amortissement :**

**Tableau IV.3 :** calcul des frais d'amortissement.

D (m)	Prix ml (Da)	L (m)	F amort (Da)
0,25	5226,5	900	440650,9248
0,315	8026,99	900	676762,7604
0,4	12966,67	900	1093231,633

**IV.7.1.4. Calcul du bilan général :**

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'amortissement on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

**Tableau IV.4 :** calcul du bilan général.

	0,25	<b>0,315</b>	0,4
Frais exp (Da)	2262536,853	<b>1949301,446</b>	1856057,624
Frais amort (Da)	440676,2181	<b>676762,7604</b>	1093231,633
Bilan (Da)	2703213,071	<b>2626064,206</b>	2949289,257

Le bilan minimum est de : **2626064,206 Da.**

Alors d'après les résultats obtenus le diamètre le plus économique est celui de 315 mm avec une vitesse admissible de 1.02 m/s.



**IV.7.2. Adduction gravitaire :****- Tronçon Réservoir Tampon - R1 :****Données :**

- Cote terrain naturel du réservoir **R1** :  $CTN(R1) = 225m$ .
- Cote terrain naturel du réservoir **tampon** existant :  $CTN(tampon) = 225m$ .
- Longueur de l'adduction :  $L = 850m$ .
- Débit :  $Q = 108 \text{ l/s} = 0.108 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Pour dimensionner la conduite gravitaire qui lie le réservoir tampon existant ( $2 \times 3000m^3$ ) et le réservoir projeté R1 ( $3000m^3$ ) on doit trouver le diamètre optimal permettant l'arrivée de l'eau au Réservoir R1.

La côte du point d'arrivée et la côte de départ sont les mêmes pour cela on fixe une conduite en PEHD de pression nominale 16 bar et d'un diamètre économique de 400mm.

**IV.7.2.1. Calcul du diamètre :**

D'après les formules **IV-3** et **IV-4** :

- $D_{\min} = 0.328 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.492 \text{ m}$

Les diamètres normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 400mm, 450mm, 500mm.

Les paramètres hydrauliques cités ci-dessus, pour un diamètre  $D = 0,4 \text{ m}$ , sont donnés dans le tableau (VI.5) ci-après :

**Tableau IV.5** : calcul des paramètres hydrauliques.

D(mm)	V(m/s)	j(m/m)	L(m)	$\Delta H$ (m)	Re	$\lambda$
<b>0.4</b>	<b>0,859</b>	<b>0,002386416</b>	<b>850</b>	<b>2,43414404</b>	<b>343949,045</b>	<b>0,025330098</b>
0.45	0,679	0,001288332	850	1,314099084	305732,484	0,024642304
0.5	0,55	0,000743116	850	0,757978548	275159,236	0,024071191

D'après les calculs on prend  $D = 400mm$  avec une vitesse acceptable  $V = 0.86 \text{ m/s}$ .

**IV.7.3. Récapitulatif des diamètres économiques :****Tableau IV.6** : récapitulatif des diamètres économiques.

Adduction	Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
Par refoulement (PEHD PN16)	R1-R2	900	80	315	1,027
Gravitaire (PEHD PN16)	R.Tampon-R1	850	108	400	0.859

**▪ Conclusion :**

Le calcul de l'adduction a été fait de façon la plus économique et techniques possibles afin d'avoir le cout minimale tout en respectant les consignes de sécurité de longévité de l'adduction.

En effet on a décomposé l'adduction en deux tronçons distincts ; le premier qui se compose de conduite d'aspiration et de refoulement qui fonctionnent grâce à une station de pompage, et le deuxième tronçon qui est autonome et se compose d'un tronçon gravitaire.

**Chapitre V**

**Pompes et Stations**

**de pompage**

---

## ▪ Introduction :

La pompe est une machine hydraulique qui permet de transformer l'énergie mécanique en énergie de pression. Autrement dit, c'est un appareil qui aspire un fluide (liquide ; gaz..) d'une région de haute pression pour le refoulera à une région de basse pression.

L'énergie requise pour faire fonctionner ces machines dépend de nombreux facteurs, à savoir:

- Les propriétés du fluide : masse volumique, viscosité, compressibilité.
- Les caractéristiques de l'installation : longueur, diamètre, rugosité, singularités...etc.
- Les caractéristiques de l'écoulement : vitesse, débit, hauteur d'élévation, pression...etc.

### V.1. Type et classification des pompes :

Il existe deux grands types de pompes :

- Les turbopompes, qui agissent sur l'énergie cinétique
- Les pompes volumétriques, qui agissent sur l'énergie de pression.

Il existe une troisième catégorie de moins en moins utilisée : les pompes à capacité qui agissent sur l'énergie d'altitude.

### V.2. Constitution et principe de fonctionnement d'une pompe :

Dans ce paragraphe nous nous intéressons aux éléments constitutifs des pompes ainsi qu'à leur fonctionnement. Toutefois, vu la grande variété des pompes, nous nous contenterons de ne présenter que quelques-unes. Il s'agit des pompes à piston, à engrenage et à palettes pour les pompes volumétriques, et la pompe centrifuge pour les turbopompes. [10] R.THIBAUT 1974.

#### V.2.1. Pompes Volumétriques :

Une pompe volumétrique se compose d'un corps de pompe parfaitement clos à l'intérieur duquel se déplace un élément mobile rigoureusement ajusté. Ce déplacement est cyclique.

Pendant un cycle, un volume de liquide pénètre dans un compartiment avant d'être refoulé.

Quant aux ces pompes, elles peuvent être :

- A profil conjugués : on y retrouve les pompes à engrenage, à lobes, à vis, hélicoïdale, à piston relatif
- A palettes : rigides ou flexibles

On peut aussi retrouver des pompes volumétriques alternatives: les pompes à piston simple ou multiple, à diaphragme ou membrane, à piston plongeur.

Une pompe volumétrique est constituée :

- D'un corps fixe ou Stator,
- D'un ou de plusieurs éléments mobiles participant au déplacement du fluide à l'intérieur de la pompe,
- d'autres éléments mobiles destinés à mettre en mouvement les éléments précédents.

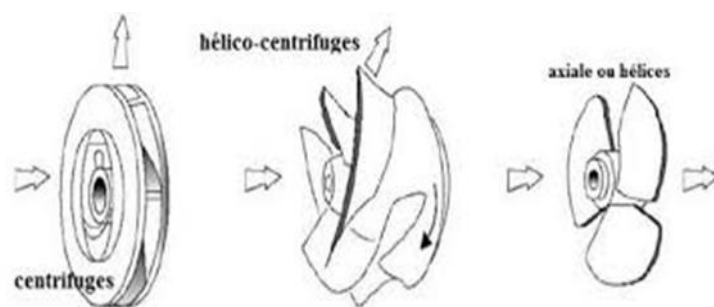
Pour ce type de pompes, l'entrée et la sortie sont non communicantes grâce à une étanchéité interne, ainsi les fuites seront minimales et les pressions importantes.

La pompe volumétrique fonctionne en prélevant un volume  $V_0$  du fluide contenu dans la conduite d'arrivée pour l'emprisonner dans un espace avant de le pousser vers la sortie sous pression. La dépression que ce prélèvement provoque fait que le fluide se mette en mouvement vers la pompe et fait de la pompe volumétrique une pompe auto-amorçante.

### V.2.2. Turbopompes :

Les turbopompes sont actuellement parmi les plus employées des pompes. Et sont subdivisées en :

- Pompe centrifuge.
- Pompe hélice.
- Pompe hélico-centrifuge.



**Figure V.1 :** Type de turbopompe.

Pour les turbopompes, on utilise essentiellement les pompes centrifuges qui sont aujourd'hui les pompes les plus utilisées. Elles peuvent être :

- Radiales,
- Axiales
- Mixtes.

**V.2.2.1. Pompes centrifuges : [11]**

Les pompes centrifuges constituent la majeure partie des turbopompes. Elles ont une faible hauteur d'aspiration. Pour qu'elles fonctionnent correctement, il faut leur communiquer le fluide de travail. Elles ont donc besoin d'être amorcées. Pour pallier au besoin d'amorçage à chaque mise en marche lorsque la pompe se trouve au-dessus du réservoir, on place un clapet anti-retour entre le réservoir et la pompe afin que les premières dépressions mettent le fluide en mouvement vers la pompe. Le problème peut aussi être résolu en faisant fonctionner la pompe en charge c'est-à-dire la placer en dessous du réservoir.

Elles présentent les avantages suivants :

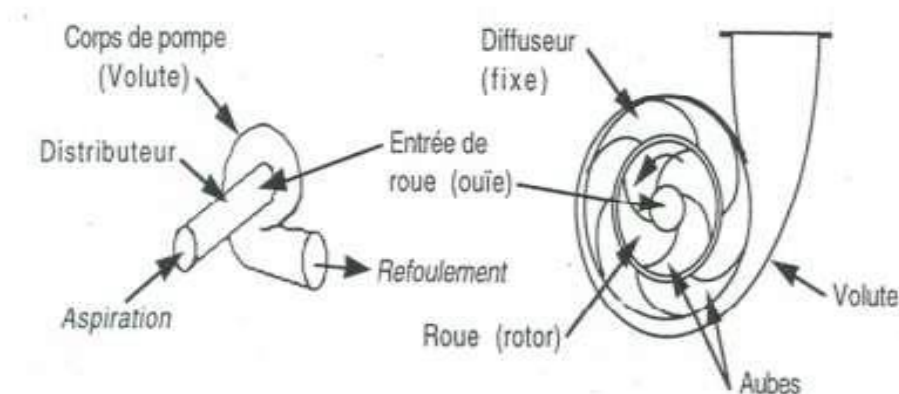
- Machine de construction simple et nécessitant peu d'entretien ;
- Prix d'achat modéré, coût de maintenance faible ;
- Bon rendement (70% à 80%) ;
- Adaptées à toute sorte de liquide Vitesse de rotation allant de 750 à 3000 tours/min, donc facilement entraîné par un moteur électrique.

Elles présentent aussi certains inconvénients :

- Impossible de pomper des liquides trop visqueux (les roues tournent sans entraîner le fluide) ;
- Production d'une pression différentielle faible (0,5 à 10 bars) ;  
la pompe ne s'amorce pas d'elle-même.

Les pompes centrifuges sont constituées, comme le montre la figure ci-dessous, par:

- Une roue à aubes tournante autour de son axe, appelée impulseur,
- Un distributeur dans l'axe de la roue,
- Un collecteur de section croissante, en forme de spirale appelée volute.



**Figure V.2 :** Schéma d'une pompe centrifuge.

Le liquide arrive dans l'axe de l'appareil par le distributeur et la force centrifuge le projette vers l'extérieur de la roue. Il acquiert une grande énergie cinétique qui se transforme en énergie de pression dans le collecteur où la section est croissante.

L'utilisation d'un diffuseur (roue à aubes fixes) au périphérique de l'impulseur permet une diminution des pertes d'énergie.

La particule de liquide qui pénètre par l'orifice d'aspiration se trouve sur l'un des aubes de l'impulseur qui est animé en rotation. Elle sera soumise à un effort centrifuge qui provoquera son déplacement à une vitesse centrifuge, La vitesse est maximale lorsque la particule arrive à l'extrémité de l'aube de l'impulseur.

En quittant les aubes de l'impulseur, les particules du liquide sont canalisées par les aubes du diffuseur qui sont orientées dans le sens de l'écoulement afin de minimiser les frottements (pertes de charge) vers le refoulement à travers la volute qui a une section croissante pour diminuer la vitesse de fluide. Ceci permet de transformer l'énergie cinétique en énergie de pression.

Les pompes centrifuges ne peuvent pas fonctionner lorsqu'il y a de l'air à l'orifice d'aspiration. L'air contenu nécessite d'être préalablement chassé : c'est l'amorçage de la pompe.

### V.3. Les stations des pompages :

Généralement si la topologie et la nature de terrain le permettent, on essaie de faire véhiculer les eaux mais parfois quand, par exemple, le terrain est trop plat ou accidenté cette solution n'est pas évidente, on aura alors besoin de les pomper et donc on fait appel à des stations de pompage d'eau.

#### V.3.1. Définition :

Les stations de pompage sont des stations où l'eau est collectée avant d'être distribuée vers différentes destinations dans un réseau de canalisations après son extraction de différentes profondeurs et de multiples sources. En plus de servir à approvisionner les canaux en eau.

Elles servent aussi à pomper les eaux usées pour les dégager. Dans un différent cas d'usage, les stations de pompage servent à faire circuler d'autres fluides que de l'eau, tels que les huiles ou le pétrole,

#### V.3.2. Type des stations de pompage :

Il existe deux types d'installation des stations de pompage :

➤ *Stations immergées:*

Dans ce type de stations, la pompe est généralement montée verticalement en ayant le corps entièrement immergé dans l'eau à un niveau en-dessous inférieur à celui de l'eau qu'il faudra pomper.

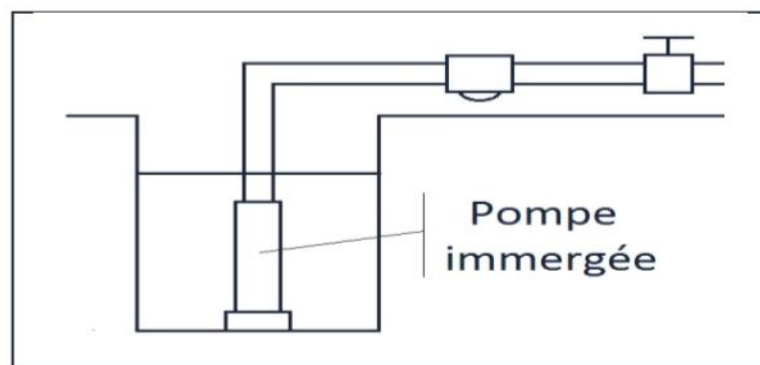


Figure V.3: Schéma d'une station de pompage immergée.



➤ *Stations de surface:*

Dans ce genre de stations, il n'y a pas de restrictions quant au montage de la pompe, qu'il soit horizontal ou vertical, elle est juste placée dans un compartiment appelé chambre des pompes qui est isolé du réservoir d'eau.

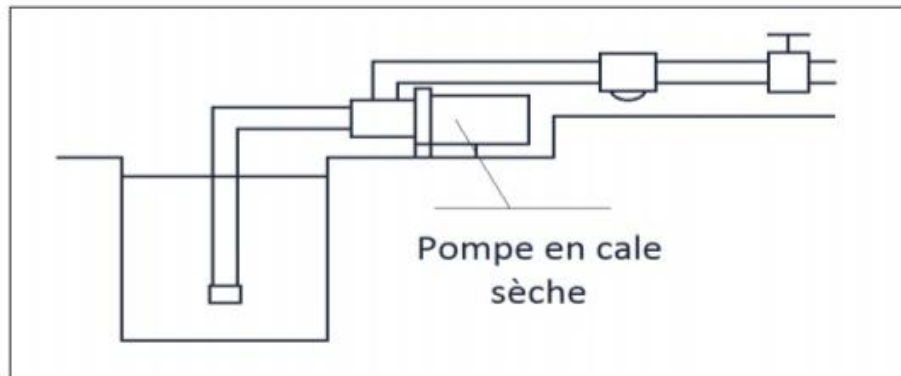


Figure V.4: schéma d'une station de pompage de surface.

### V.3.3. Les équipements d'une station de pompage : [12]

➤ *Tuyauteries (conduites):*

On peut différencier :

- Tuyauteries d'aspiration ;
- Tuyauteries de refoulement.

➤ *Joints de raccordement ;*

➤ *Équipements électriques ;*

➤ *Pompes hydrauliques ;*

➤ *Bâche d'aspiration ;*

➤ *Dégrilleur ;*

➤ *Systèmes d'agitation ;*

➤ *Outils de mesure :*

Ces outils ont plusieurs utilités, on trouve :

- Les débitmètres ;
- Les manomètres ;
- Les indicateurs de niveau.

➤ *ballons d'air ;*

➤ *Système d'aération.*

**V.3.4. Fonctionnement :**

Pendant la marche de la station de pompage, l'eau qui se situe dans la bêche d'aspiration est aspirée par les groupes motopompes et est acheminée vers un réseau externe d'utilisation tel que les maisons ou d'autres bâtiments.

Quand l'eau dans le bassin atteint un niveau bas, dites aussi niveau de marche, les pompes sont actionnées et commencent à aspirer l'eau jusqu'à ce que le niveau de l'eau remonte pour atteindre un niveau haut appelé aussi niveau d'arrêt qui stoppe le fonctionnement des pompes.

**V.3.5. Dimensionnement :**

Le dimensionnement d'une station de pompage se fait par diverses étapes. La première est d'évaluer les besoins en eau, c'est-à-dire le débit d'eau que la station devra refouler vers la fin du processus entier, la quantité d'eau dégagée varie d'une station à une autre. Suite à cela, il faudra déterminer le volume utile de la bêche de relèvement, le volume utile est situé entre les niveaux bas et haut d'enclenchement de la pompe. Ensuite, une évaluation de l'énergie hydraulique nécessaire est essentielle pour dimensionner les groupes motopompes à utiliser avec leurs différentes caractéristiques. Vient après le dimensionnement des tuyauteries, les diamètres de raccordement et les sections de passage des pompes. Enfin, on établit la mesure des équipements à installer dans la station entière tels que les dégrilleurs, les anti-béliers...

**V.3.6. Maintenance et mesures de sécurité :**

Afin d'assurer le bon fonctionnement de la station, il faudra mettre en cours des opérations de maintenance d'une manière périodique afin de protéger l'intégralité du matériel utilisé et autres composants de la station. Pour cela, il faudra posséder un dossier technique contenant les caractéristiques des éléments, il faudra aussi effectuer certaines mesures telles que sur la consommation énergétique, les éventuelles fuites en eau ou une mesure du rendement des équipements. Les mesures de sécurité consistent à prévoir des solutions à un éventuel incident tel qu'un incendie en mettant à disposition des moyens d'atténuer la gravité de la situation.

**V.4. Les caractéristiques hydrauliques d'une pompe :**

La pompe hydraulique est un générateur de débit. Elle gère le niveau de pression circulant dans la centrale hydraulique. Une pompe se caractérise aussi par sa cylindrée, c'est ce qui va déterminer sa puissance, sa vitesse de rotation, et son rendement. De ce fait, nous devons savoir ce qui suit :

**V.4.1. Hauteur manométrique totale :**

Elle est calculée en sommant la hauteur géométrique entre la station de pompage et le point d'arrivée de l'eau avec les pertes de charge à l'aspiration et au refoulement, elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$J_{asp}$  : La perte de charge aspiration (m).

$J_{ref}$  : La perte de charge refoulement (m).

**V.4.2. Vitesse de rotation :**

C'est le nombre de tours (N) effectués par unité de temps (tr/min).

**V.4.3. Puissance :****V.4.3.1. Puissance hydraulique (utile) :**

Elle est calculée avec la formule suivante :

$$P_u = Q * \rho * g * H_{mt} \quad (V-2)$$

Avec :

Q : débit refoulé en (m<sup>3</sup>/s).

$\rho$  : La masse volumique.

**V.4.3.2. Puissance absorbée :**

Elle est calculée avec la formule suivante :

$$P_{abs} = C * \omega \quad (V-3)$$

Avec :

$P_{abs}$  : Puissance absorbée (KW) ;

C : couple moteur (N).

$\omega$  : vitesse angulaire (rd/s).

**V.4.3.3. Puissance mécanique :**

Elle est calculée avec la formule suivante :

$$P_u = 1,2 \times P_a \quad (V-4)$$

**V.4.4. Rendement :**

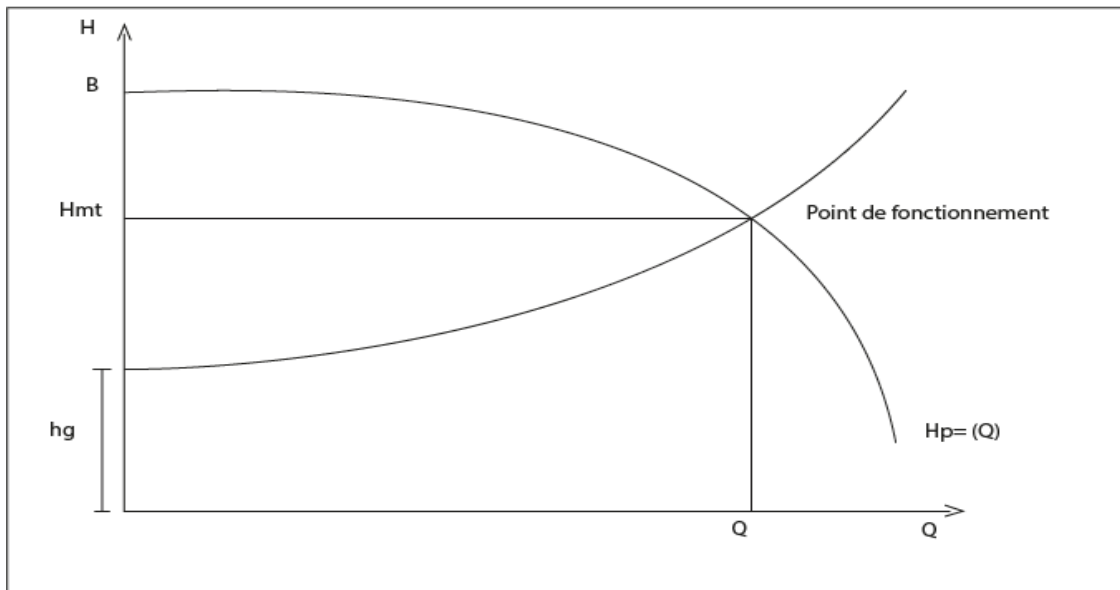
Rendement globale d'une pompe sera :

$$\eta = \frac{P_{\text{hyd}}}{P_{\text{abs}}} \quad (\text{V-5})$$

**N.B** : généralement on prend 75%.

### V.5. Point de fonctionnement de la pompe :

On appelle point de fonctionnement d'une pompe, le point d'intersection de la courbe caractéristique  $H=f(Q)$  de la pompe avec la courbe caractéristique la conduite.



**Figure V.5** : Point de fonctionnement d'une pompe.

La courbe caractéristique de la conduite nous renseigne sur la variation de la charge requise en fonction de débit.

$$\begin{aligned} H_c &= H_g + \sum J \\ &= H_g + RQ^2 \end{aligned} \quad (\text{V-6})$$

Graphiquement il s'agit de l'intersection des deux courbes, et analytiquement, c'est la solution du système :

$$\begin{aligned} H_p &= B + aQ^2 + cQ \\ H_c &= H_g + RQ^2 \end{aligned} \quad (\text{V-7})$$

$B, a, c$  constant.

L'égalité  $H_c = H_p$  permet d'avoir le couple  $(H, Q)$  de fonctionnement.

Les autres caractéristiques puissances, rendement NPSH se déduisent facilement.

### V.6. Réglage du point de fonctionnement de la pompe :

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adapter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois des similitudes. Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

#### V.6.1. Première variante : Réduction où augmentation du temps de pompage :

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même.

Pour cela on utilise la formule qui suit :

$$T = \frac{T_1 * Q_1}{Q} \quad (\text{V-8})$$

Avec :

$T_1$ : Le temps de pompage, pour notre cas égale 12h.

Donc :

$$12 * Q_1 = T * Q \quad (\text{V-10})$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T = \frac{12 * Q_1}{Q} \quad (\text{V-11})$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a1} = \frac{g * h * Q}{\eta} \quad (\text{V-12})$$

Avec :

$\eta$  : rendement correspondant au point P1 ( $Q_1$ ,  $H_1$ ) en %.

#### V.6.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage) :

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit  $Q_2$ . La puissance absorbée sera :

$$P_{a2} = \frac{g * H_2 * Q_1}{\eta} \quad (\text{V-13})$$

Avec :

$$H_2 = H_1 + h \quad (\text{V-14})$$

Où :

$h$  : perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;

$H_2$  : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de  $h=0$  en (m) ;

$H_1$  : la hauteur manométrique totale au point désiré ;

$\eta$  : rendement correspondant au point P (Q, H) en %.

**V.6.3. Troisième variante : Variation de la vitesse de rotation :**

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe  $H= f(Q)$  passe par le point désiré, à cet effet, nous traçons la parabole  $H= aQ^2$  qui passe par l'origine du graphe. La valeur du facteur (**a**) est donnée par la formule suivante :

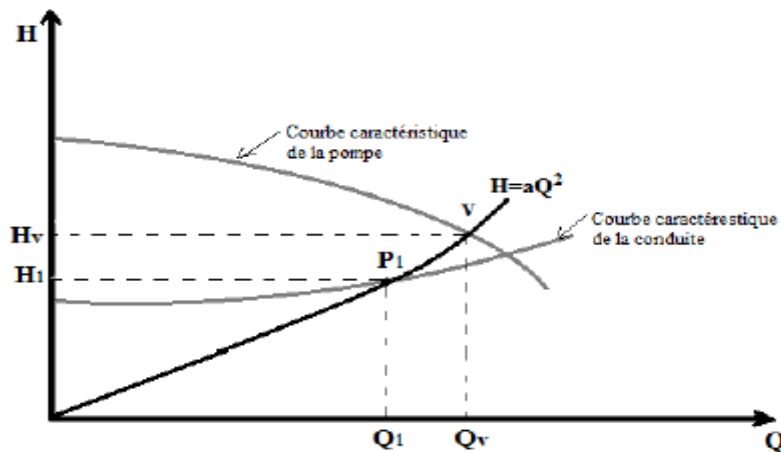
$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \tag{V-15}$$

La parabole tracée passe par le point désiré P1 ( $H_1, Q_1$ ) et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue V ( $Q_v, H_v$ ) de P1 (figure V-6), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1} \tag{V-16}$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation ( $N_1$ ) est :

$$N_1 = N * \left(\frac{Q_v}{Q_1}\right) \tag{V-17}$$



**Figure V.6 :** Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.

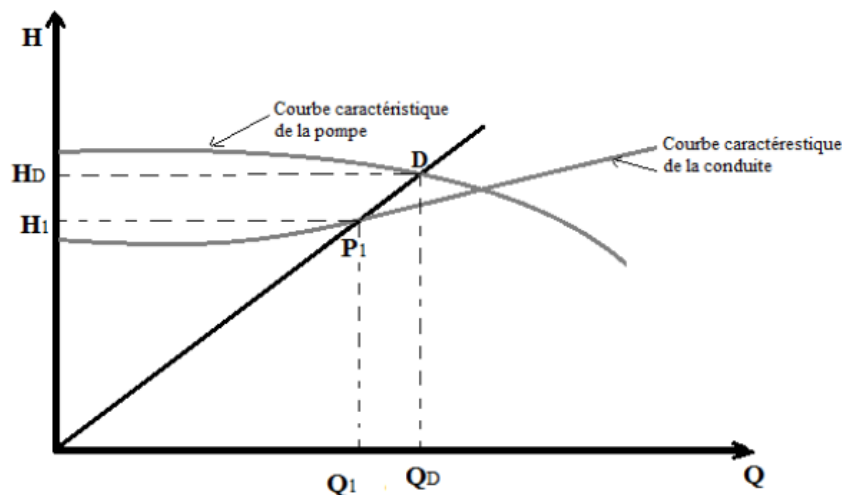
La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a3} = \frac{g * H_v * Q_v}{\eta} \tag{V-18}$$

**V.6.4. Quatrième variante : Rognage de la roue :**

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N) et cela, en traçant une droite à partir de l'origine et qui passe par le point désiré se trouvant sur la courbe caractéristique de la conduite (point P1). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (QD, HD).



**Figure V.7 :** Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{H_1}{H_3} = \frac{D^2}{d^2} \tag{V-19}$$

Où :

D et d : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe ;

En posant  $d=m*D$ , avec m coefficient du rognage, on aura :

$$m = \sqrt{\frac{H_3}{H_1}} = \sqrt{\frac{Q_3}{Q_1}} \quad (\text{V-20})$$

Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - m \text{ (\%)} \quad (\text{V-21})$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a4} = \frac{g * H_3 * Q_3}{\eta} \quad (\text{V-22})$$

### VI.7. Montage des pompes : [12]

Une pompe est dite montée en charge si elle se situe en-dessous du bac d'aspiration, dans ce cas, lorsque tout le circuit est correctement installé, elle se remplit toute seule du liquide à aspirer. Une pompe est montée en aspiration s'il s'agit du contraire, et là, elle est initialement vide de tout liquide, elle doit se remplir ou être remplie avant la mise en marche.

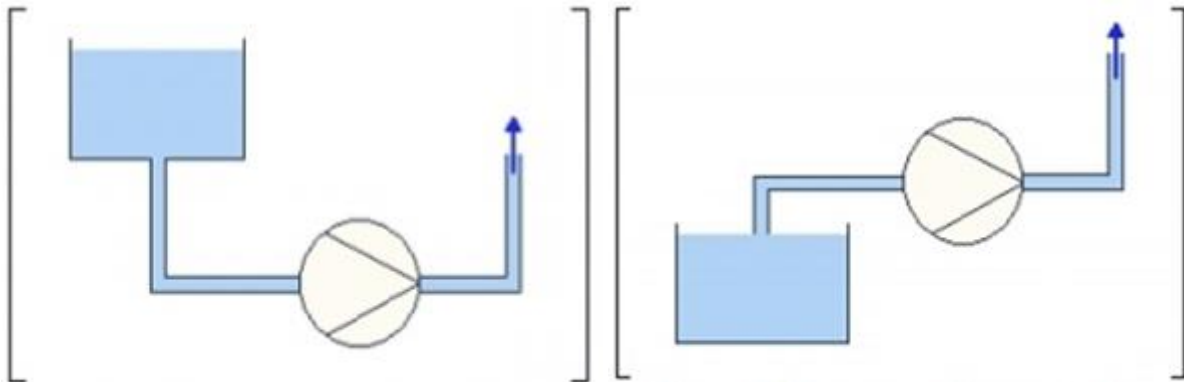


Figure V.8 : pompe montée en aspiration.

Figure V.9 : pompe montée en charge.

### V.8. Couplage des pompes :

Au cas où les caractéristiques des pompes ne sont pas suffisantes aux besoins présentés, l'association des pompes est possible soit en série, soit en parallèle. L'association en série des pompes permet d'augmenter la hauteur manométrique totale pour une même valeur du débit, tandis que l'association en parallèle augmente le débit en gardant la hauteur manométrique identique.

Le couplage des pompes peut aussi avoir un avantage économique si les pompes associées valent moins cher qu'une seule pompe qui leur est équivalente, et permet aussi de gagner du temps.

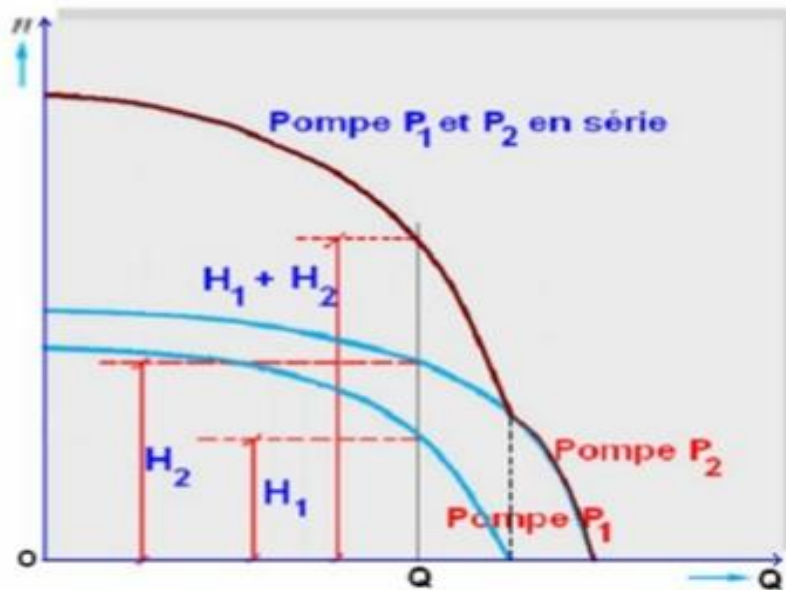


**V.8.1. Couplage en série :**

Dans ce cas une seule conduite d'aspiration atteint la pompe P1, la sortie (conduite de refoulement) de P1 sera l'entrée (aspiration) de la pompe P2. la pompe équivalente à ces deux sera telle que :

$$P_1(H_1, Q) + P_2(H_2, Q) = P_{eq}(H_1 + H_2, Q)$$

Pour chaque valeur du débit, les hauteurs se somment.



**Figure V.10:** Couplage des Pompes en série.

**V.8.2. Couplage en parallèle :**

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun. Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.

- La Hmt aux bornes de chaque pompe est identique.
- La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

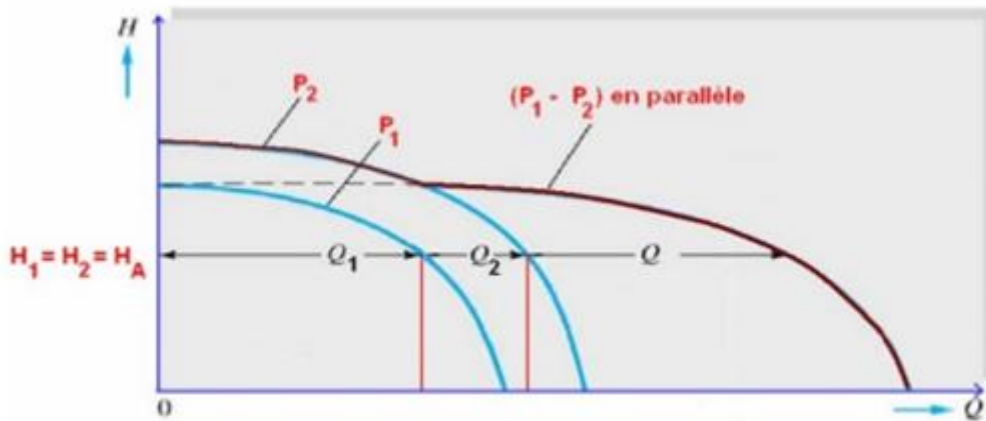


Figure V.11: Couplage des pompes en parallèle.

### V.9. Choix du type de pompe :

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- Le débit (Q).
- La hauteur manométrique totale (HMT).
- Le rendement de la pompe ( $\eta$ ).

Ces caractéristiques nous permettent de choisir le type de pompe convenable.

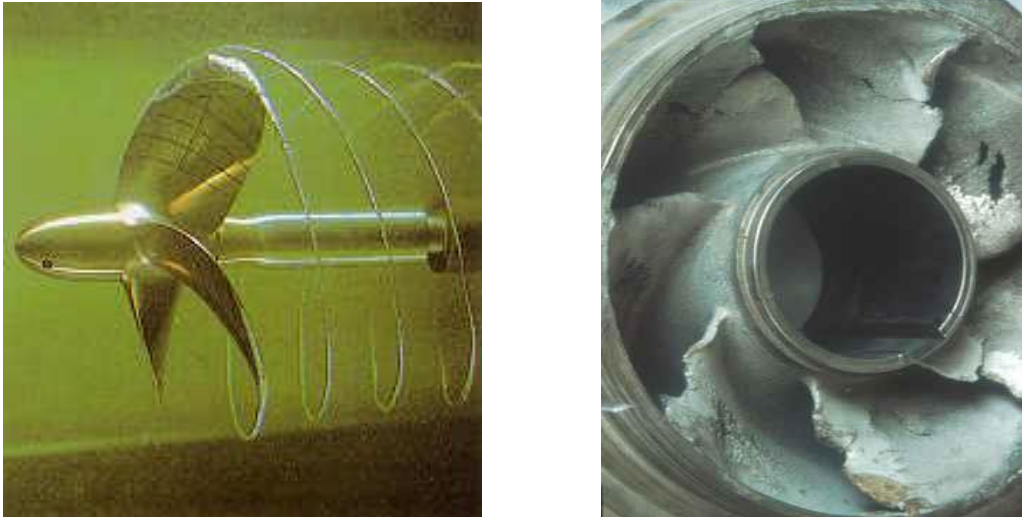
### V.10. Choix du nombre de pompe :

Les critères de choix du nombre de pompe sont :

- Nombre de pompe minimal.
- Meilleur rendement ; puissance absorbée minimale.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) minimale.
- Nombre d'étage minimal.

### V.11. La cavitation : [13]

Phénomène fréquent et souvent fort méconnu, la cavitation se produit au niveau des milieux liquides soumis à de brutales variations de pression. La cavitation se manifeste par l'apparition de petites bulles ou d'énormes cavités, qui se forment puis implosent en quelques millisecondes. Il est cause des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe. Elle est à l'origine des nuisances graves.



**Figure V.12:** Phénomène de cavitation.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration  $(NPSH)_d$ , qui sera supérieur à la charge nette minimale requise à l'aspiration  $(NPSH)_r$ .

La NPSH requis  $(NPSH)_r$  est la hauteur minimale du liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de :

- Type de la pompe.
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le NPSH disponible  $(NPSH)_d$  est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.

Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition suivante doit être respectée :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Avec :

$NPSH_d$  : Charge nette d'aspiration disponible.

$NPSH_r$  : Charge nette d'aspiration requise.

**a) Pour l'aspiration en charge :**

$$NPSH_d = \frac{P}{\omega} + (H_a - J_a - J_v) \quad (\text{V-23})$$

**b) Pour l'aspiration en dépression :**

$$NPSH_r = \frac{P}{\omega} - (H_a - J_a - J_v) \quad (\text{V-24})$$

Où :

$\frac{P}{\omega}$ : pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration = (10.33 - 0.0016 × Ca).

$H_a$  : hauteur d'aspiration (m).

$J_a$  : pertes de charge à l'aspiration (m).

$J_v$  : tension de vapeur est égale 0,24 m pour une température T=20°C.

$C_a$  : la côte du plan d'aspiration.

**V.12. Choix de la pompe du projet:**

La station de notre projet sera équipée de deux pompes en parallèle avec une cote d'axe de la pompe de 225 m (axe horizontale), on prévoit une pompe de secours en cas de panne pour assurer la continuité d'approvisionnement.

**V.12.1. Caractéristiques de la conduite :**

- La hauteur géométrique :  $H_g = 85\text{ m}$  ;
- Le débit refoulé :  $Q = 80\text{ l/s}$  ;
- Les pertes de charges :  $J_t = 6.073\text{ m}$  ;
- La hauteur manométrique :  $H_{mt} = 91.07\text{ m}$ .

**V.12.2. Caractéristiques de la pompe :**

D'après le catalogue CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal (PM 150/3A) dont les caractéristiques sont (ANNEXE 05) :

- Catalogue : CAPRARI (pompe axe horizontal) ;
- Type de la pompe : PM 150/3A;
- Débit : 80 l/s ;
- Hauteur de refoulement :  $H_r = 85.1\text{ m}$  ;
- Hauteur manométrique  $H(Q=0)$  :  $H_{mt} = 110\text{ m}$  ;
- Puissance : 84.3 KW ;
- Poids (pompe moteur) : 1400 kg ;
- Rendement : 79.7 % ;
- Vitesse nominale: 1450 tr/min ;
- $NPSH_r$  : 3.7 m.

On a :

- le point de fonctionnement donné: (Q = 80.2 l/s ; HMT = 85.1 m).
- le point de fonctionnement désiré : (Q = 80 l/s ; Hmt = 81.07 m).

Alors Le point de fonctionnement donné coïncide avec le point désiré.

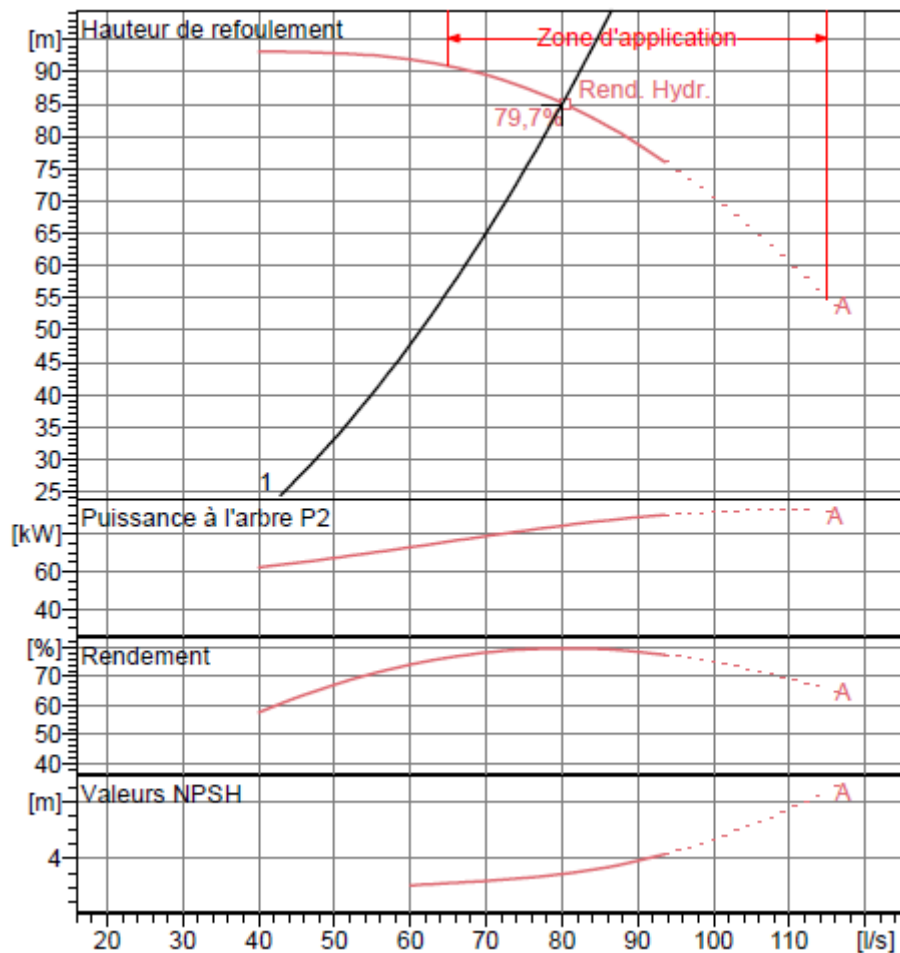


Figure V.13 : courbes caractéristiques de la pompe PM 150/3A.

### V.13. Etude de la cavitation :

Pour que la pompe ne cavite pas ; il doit être le  $NPSH_r$  (Net Pression Section Head) toujours inférieur au  $NPSH_d$  disponible.

Dans notre projet, la station de pompage est d'une installation en charge alors :

$$NPSH_d = \frac{P}{\omega} + (H_a - J_a - J_v)$$

Et on a :

$$NPSH_r = 3.7 \text{ m.}$$

- On calcul la pression à la cote d'aspiration :

$$P(225) = (10.33 - 0.0016 \times 225)$$

$$P(225) = 9.97 \text{ mce}$$

La température ambiante est considérée égale à 20°C donc  $J_v = 0.24 \text{ m}$ .

On néglige les pertes de charge à l'aspiration  $J_a = 0$ .

- On calcul la hauteur d'aspiration admissible:

$$P_{\text{atm}} + h_a - J_v - J_a > \text{NPSH}_r$$

$$9.97 + h_a - 0.24 - 0 > 3.7$$

$$h_a < 6.03 \text{ m.}$$

Pour des raisons de sécurité, on prend  $h_a$  égale à 5m.

Alors pour une hauteur admissible de 5m, on constate que  $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$ , donc la condition de cavitation est vérifiée.

- **Conclusion :**

Tout le long de ce chapitre ; une présentation bibliographique concernant les stations de pompage des eaux ; de la définition au mode de fonctionnement en passant par les équipements qui la composent ; ainsi que les pompes hydrauliques et montage ont été établies.

Cela nous a permis de déterminer la pompe utilisée pour ce projet et leurs caractéristiques, elle est de type «CAPRARRI PM150/3A».

On peut passer au prochain chapitre de l'étude qui sera la protection des conduites.

# **Chapitre VI**

## **Protection des conduites**

---

### ▪ Introduction :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire; caractérisé par une variation brutale du régime d'écoulement et pouvant avoir des conséquences fâcheuses telles que la rupture de canalisation et la détérioration d'appareils traversés par le fluide:

Il faut donc étudier ces phénomènes transitoires afin de réduire leurs effets par l'utilisation de dispositifs spéciaux et le dimensionnement correct des différents composants d'une installation hydraulique, Et c'est ça qu'est-ce que nous allons vu dans ce chapitre.

### VI.1. Causes fréquentes du coup de bélier :

En ingénierie d'hydraulique, les causes fréquentes occasionnant des coups de bélier sont :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes.
- Vidange ou remplissage inadéquat du conduit en charge.
- Implosion des proches d'air suite à une cavitation.
- Modification de la vitesse angulaire d'une pompe.
- Coupure électrique inopinée dans une station de pompage qui est la cause la plus fréquente du coup de bélier en hydraulique urbaine.
- Variation d'un plan d'eau relié à un réseau en charge.
- Vibration des accessoires de contrôle comme les vannes.

### VI.2. Phénomène de coup de bélier et les dangers qui en découlent :

#### VI.2.1. Définition :

En hydraulique, dans un réseau de conduite véhiculant un fluide sous pression, si l'on modifie localement les conditions d'écoulement, comme par exemple une mise en route ou arrêt d'une pompe, manœuvre d'une vanne... ect, on introduit dans le fluide une discontinuité portant sur les paramètres de cet écoulement, à savoir la pression  $h$  et de débit  $Q$ , qui sont les variables d'état de ce système. En raison de l'élasticité du milieu (fluide et conduite), cette discontinuité ou perturbation dont l'amplitude peut être importante se propage de part et d'autre de ce point sous forme d'ondes, affectant ainsi rapidement une zone étendue de l'écoulement considéré. Ces phénomènes sont regroupés sous le terme coup de bélier.



### **VI.3. Les risques de coup de bélier :**

Le coup de bélier peuvent être de graves conséquences pour les installations hydrauliques, les risques et avaries causés par ce régime transitoire sont de plusieurs ordres, nous citons :

#### **VI.3.1. Cas de la surpression :**

Conduit à des déformations permanentes ou la rupture des conduites ainsi que ses organes hydrauliques de contrôle, déboitement de joints, fuites massives et désordres d'infrastructures.

Ceci peut arriver 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 canalisations.

#### **VI.3.2. Cas de dépression :**

Peut causer l'aplatissement des conduites et aspiration des joints, et contamination du fluide si en un point de la conduite la pression atteint le vide barométrique (-10 m.c.e), alors une cavitation (libération de gaz dissous + vapeur d'eau) se produirait, ce qui donne lieu à une séparation de la veine liquide. En ayant un profil en long tourmenté, lors de la phase de surpression, la poche de vapeur se résorbe engendrant une pression atteignant jusqu'à quatre fois la pression de service. Donc, c'est un risque à éviter à tout prix.

#### **VI.3.3. Inversion de l'écoulement :**

L'inversion du sens d'écoulement conduit à un fonctionnement en dévirage de la pompe, si cette dernière est démunie de clapet de retenue (comme c'est le cas de certaines grandes stations de pompage), causant ainsi des dégâts au groupe motopompe. Notons aussi que cette situation de fonctionnement entrainerait la vidange des réservoirs de stockage et d'accumulation.

#### **VI.3.4. Mouvements et vibration des conduites :**

A pour conséquence la surcharge et sollicitation dynamique des supports d'ancrage et butées conduisant par conséquent à la rupture de ces derniers et de la conduite elle-même. Ce phénomène se manifeste généralement quand la conduite entre en état de résonance.

**VI.4. Interprétation physique du coup de bélier :**

En fonctionnement permanent, le débit a une valeur  $Q_0$ , supposons que ce débit n'est plus fourni (temps  $t = 0$ ), suite à une disjonction du moteur électrique de la pompe. Analysons ce qui se passe :

**1<sup>ère</sup> phase** : par suite de son inertie, la colonne liquide va poursuivre son ascension, mais n'étant plus alimentée, il va en résulter derrière elle une dépression, l'eau se déprime. Chaque tranche considérée de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend alors naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir avec une célérité, désignée par «  $a$  ».

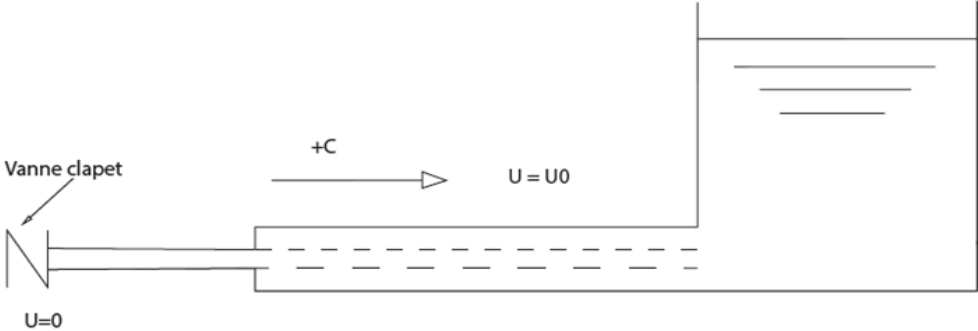
Si la distance entre la pompe et le réservoir est  $L$ , le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est alors ' $L/a$ '. Au bout de ce temps, la conduite est en dépression sur toute sa longueur et l'eau est alors immobile.

**2<sup>ème</sup> phase** : par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre primitif et, cela de proche en proche, en considérant des tranches successives à partir du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps ' $L/a$ ', c'est-à-dire ' $2L/a$ ' depuis l'origine du phénomène, toute l'eau est redescendue, mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe, qui, entre temps d'est fermé.

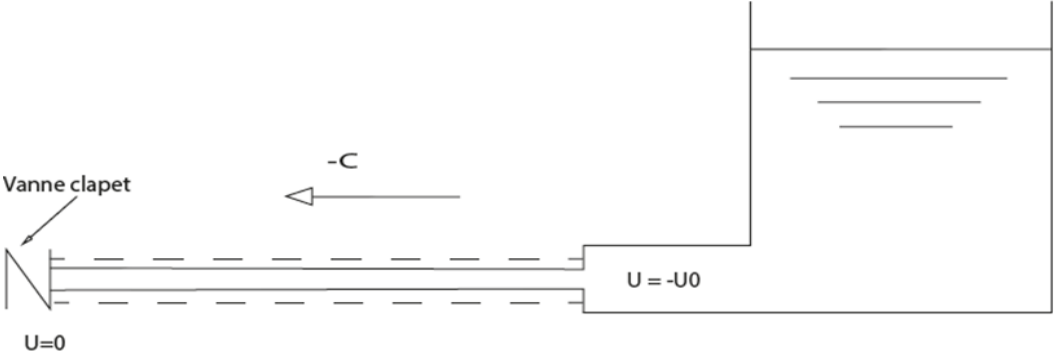
**3<sup>ème</sup> phase** : en raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagne de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps ' $L/a$ ', c'est-à-dire ' $3L/a$ ' depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surprises immobile.

**4<sup>ème</sup> phase** : 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 temps ' $L/a$ ', c'est-à-dire ' $4L/a$ ' depuis l'origine du phénomène, nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc ' $4L/a$ '.

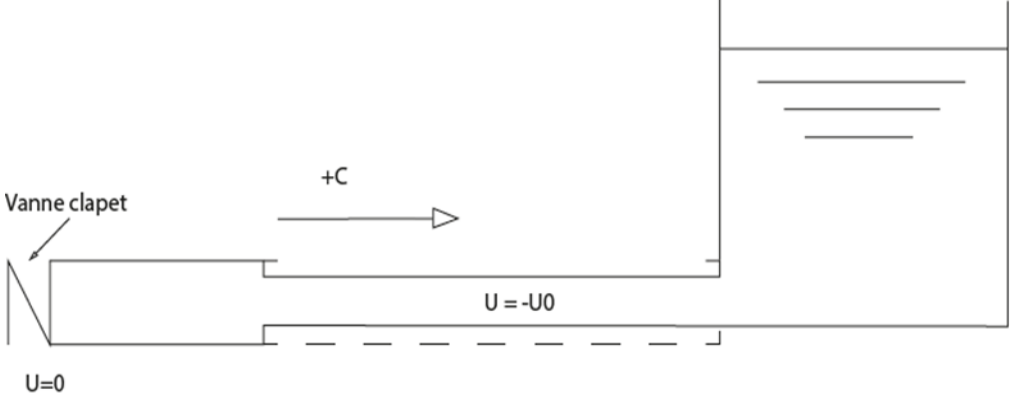
Le phénomène se produirait indéfiniment, s'il n'était pas amorti par les pertes de charge résultant des frottements de l'eau.



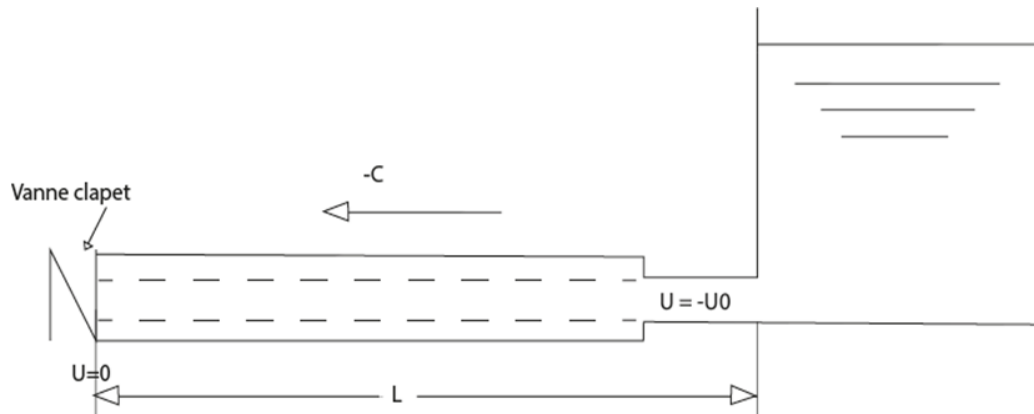
Phase 1, temps :  $t + \epsilon$



Phase 2, temps :  $\frac{L}{a} + \epsilon$



Phase 3, temps :  $\frac{2L}{a} + \epsilon$



**Phase 4**, temps :  $\frac{3L}{a} + \varepsilon$ .

**Figure VI.1** : Cycle d'évolution du coup de bélier par ondes de choc.

### VI.5. Les systèmes de protection anti-bélier : [14]

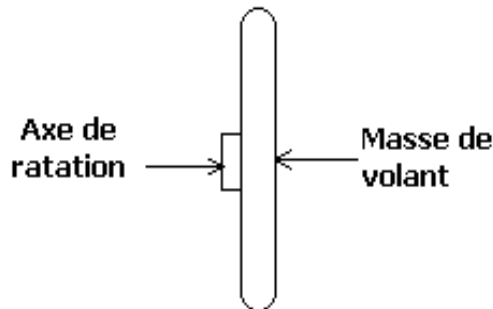
Les protections à mettre en œuvre pour limiter un coup de bélier à une valeur admissible sont diverses et adaptées à chaque cas. Elles agissent soit en ralentissant la modification de la vitesse du fluide, soit en limitant la surpression par rapport à la dépression. L'utilisateur doit déterminer l'enveloppe de surpression et de dépression créée par le coup de bélier, et juger, d'après le profil de la canalisation, du type de protection à adopter :

#### ➤ Le volant d'inertie :

La spécificité de ce moyen est qu'il continue à assurer l'alimentation de la veine liquide, et ce malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Ce volant, qui est placé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie cinétique accumulée pendant la marche en régime normal au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, et donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier. En d'autres termes, la vitesse de rotation diminue lentement et il en est de même de son débit. La masse du volant est généralement accumulée près de la périphérie. Le volant d'inertie est généralement peu ou non utilisable, pour les raisons suivantes :

- Ce procédé est utilisé seulement pour limiter les dépressions.
- Dans le cas d'une conduite de refoulement assez grande, il faut envisager des volants avec des poids considérables, et par conséquent le système ne sera en aucun cas économique.

- Par ailleurs, plus le volant est lourd, plus le moteur doit être puissant pour pouvoir vaincre, au démarrage, l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissibles.
- Ce procédé est finalement utilisé pour la protection des conduites à longueurs de refoulement faibles ou moyennes et qui n'excèdent pas quelques centaines de mètres.



**Figure VI. 2 :** Concentration de la masse du Volant d'inertie.

➤ **Les soupapes de décharge :**

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à la protéger, dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimée généralement à environ **1.04** à **1.10** de la pression maximale admissible. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace.

- Les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement.
- Le nombre de soupapes dépend de l'importance de l'installation et est compris généralement entre **1** et **6**.
- L'utilisation des soupapes nécessite une surveillance attentive et un entretien continu.
- Il faut aussi prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau libérée.



**Figure VI.3 :** Soupape de décharge.

➤ **Les ventouses (les reniflards) :**

Ils ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenue dans la conduite et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange ou généralement lorsqu'il y'a apparition de la cavitation en un point haut.



**Figure VI.4 :** Ventouse.

➤ **Les réservoirs d'air :**

Le réservoir d'air est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. Ces appareils sont aussi appelés "accumulateur, cloche à air, ballon d'air, réservoir anti-bélier,...etc. Par ailleurs, un compresseur d'air est habituellement utilisé pour garder le volume d'air dans certaines limites (à cause des fuites) d'une part, et d'autre part, un clapet anti-retour est souvent prévu entre la pompe et le ballon d'air. Ce dispositif est très simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

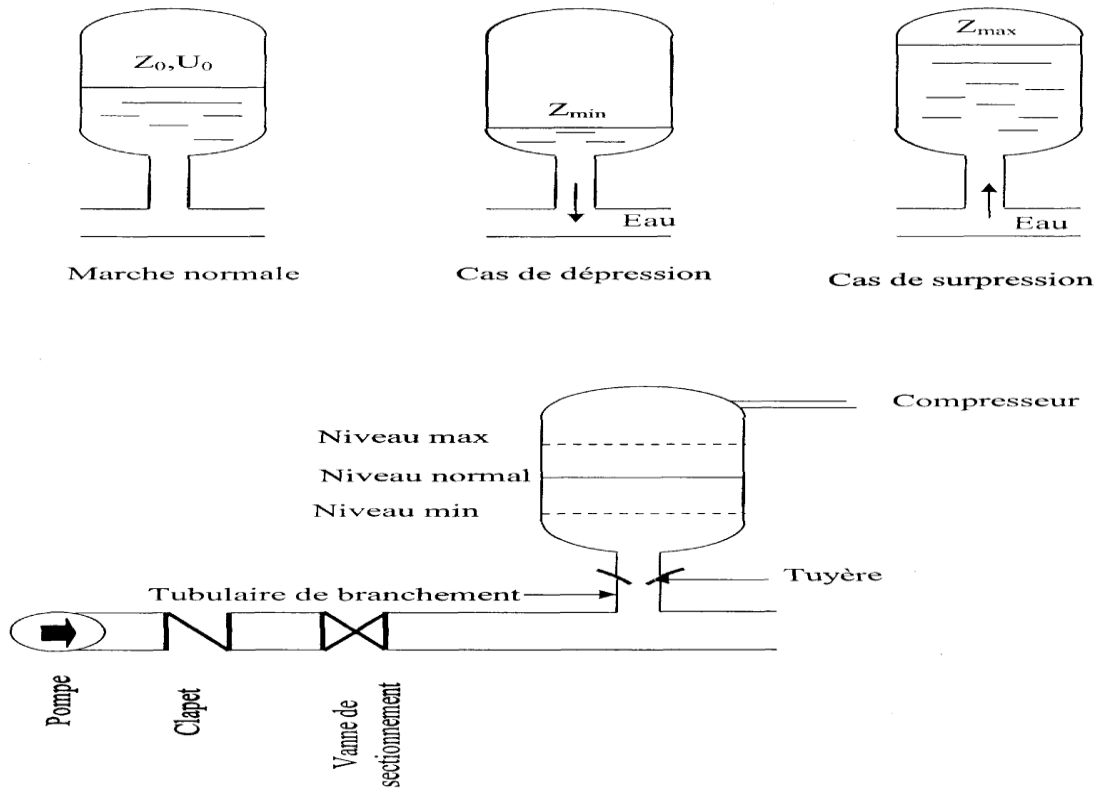


Figure VI.5 : Réservoir d'air.

➤ Les cheminées d'équilibre.

L'un des dispositifs classiques et anciens de protection contre le coup de bélier est bien celui de la cheminée d'équilibre. Cet organe de protection a connu de larges applications et développements dans les installations hydro-électriques. Appelé parfois chambre d'équilibre, elle sert à protéger la galerie d'amenée des surpressions (surcharges dynamiques) dues aux variations de régime de marche des turbines à travers les puits blindés (conduites forcées).

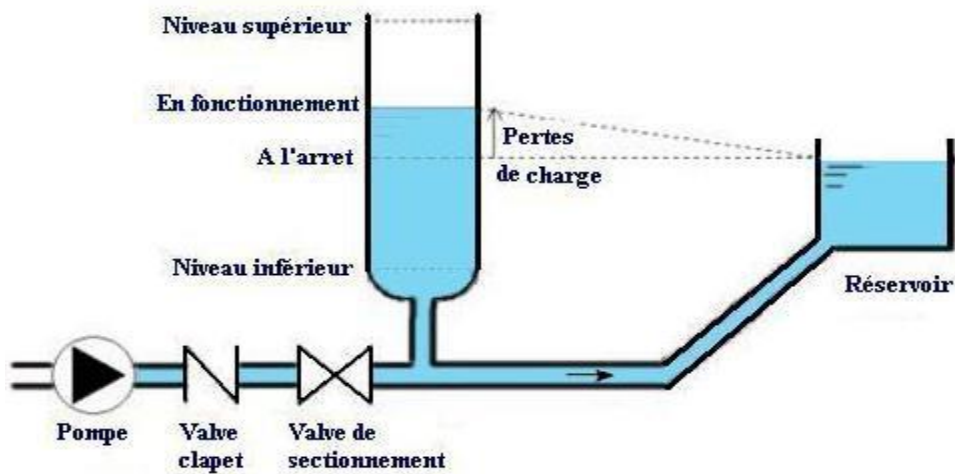


Figure VI.6 : Cheminée d'équilibre sur refoulement.

➤ **Vanne à fermeture et ouverture lente :**

Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira

**VI.6. Etude du coup bélier :**

L'étude du coup de bélier consiste à calculer la valeur de la surpression et la dépression dans la conduite et la comparé avec la pression nominale.

**VI.6.1. La valeur du coup de bélier :**

Allievi donne pour la vitesse "a" de l'onde, la valeur suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K * D}{e}}} \tag{VI-1}$$

Avec :

D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;

e: Epaisseur de la conduite (mm).

a : La célérité de l'onde (m/s).

K : Coefficient dépendant de la nature du matériau de la conduite.

<i>Matériaux</i>	<i>K</i>
- <i>Fonte grise</i>	1
- <i>Fonte ductile</i>	0.6
- <i>Acier</i>	0.5
- <i>PVC</i>	33
- <i>Amiante ciment</i>	4 ou 4.4
- <i>Polyéthylène haute densité</i>	83
- <i>Polyéthylène basse densité</i>	500
- <i>Béton</i>	5
- <i>Plomb</i>	5

**Tableau VI.1 :** Coefficient K.

Pour notre cas : PEHD (K = 83).



- 1<sup>er</sup> cas : *Fermeture brusque* :

Un arrêt brusque est caractérisé par un temps:  $T < \frac{2*L}{a}$ ,

Dans ce cas, la valeur du coup de bélier devient plus importante, et a pour valeur:

$$B = \frac{a * V_0}{g} \quad (\text{VI-2})$$

- 2<sup>eme</sup> cas : *Fermeture lente* :

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que :  $T > \frac{2*L}{a}$

Le coup de bélier atteint dans ce cas la valeur de : (Formule de **MICHAUD**)

$$B = \frac{2 * L * V_0}{g * T} \quad (\text{VI-3})$$

Avec:

B : La valeur du coup de bélier (m).

a : La célérité de l'onde (m/s).

$V_0$  : Vitesse d'écoulement.

g : Accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

La valeur de la surpression maximale en (m.c.e) dans la conduite est donnée par :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VI-4})$$

Et la valeur de la dépression maximale est donnée par :

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VI-5})$$

Tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI-6})$$

Avec:

$H_s$  : Valeur maximal de la surpression (m) ;

$H_d$  : Valeur maximal de la dépression (m) ;

$H_0$  : La pression absolue dans la conduite (m).

**VI.7. Calcul du coup de bélier pour la conduite de refoulement :**

Les valeurs numériques du coup de bélier dans la conduite de refoulement sont données dans le tableau (VI.2) ci-dessous :

**Tableau VI.2 :** Les valeurs du coup de bélier de la conduite de refoulement.

Tronçon	Matériau	PN (bars)	D <sub>ext</sub> (mm)	e (mm)	D <sub>int</sub> (m)	V (m/s)	H <sub>g</sub> (m)	H <sub>0</sub> (m)	a (m/s)	B (m)	H <sub>s</sub> (m)	H <sub>d</sub> (m)
R <sub>1</sub> -R <sub>2</sub>	PEHD	16	315	28.6	299.2	1.02	85	95	319.11	33.41	118.41	51.59

**VI.7.1. Interprétation des résultats :**

D'après les résultats du calcul des valeurs du coup de bélier ; on remarque que cette conduite de refoulement est vérifiée la pression minimale de service en surpression et n'admette pas des valeurs négatives en dépression ; donc, la conduite ne nécessite pas une protection contre le coup de bélier. ( $H_s < 160\text{m} \leftrightarrow 11.84 \text{ bar} < 16\text{bar}$ ).

- **Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons vu la description du phénomène du coup d bélier ; leurs causes et leurs risques sur les conduites ainsi que les moyens de protection contre ce régime transitoire.

D'après les résultats obtenus ; et vu l'inexistence des valeurs de dépression et surpression, la conduite de refoulement ne nécessite pas la projection d'un moyen de protection contre le coup de bélier.

# **Chapitre VII**

## **Réseau de distribution**

---

### ▪ Introduction :

Les réseaux d'eau potable sont formés d'ensemble d'infrastructures qui doivent véhiculer jusqu'aux points prévus une eau de bonne qualité, en quantité suffisante et avec le moins de défaillance possible. Cette eau doit être propre à la consommation, exempte de matière nocive et de microbes dangereux, et conserver impérativement ses qualités jusqu'aux points de consommation, qui sont les habitations et les fontaines et bâtiments publics (BONIN J, 1982) et, souvent, aux besoins en eau nécessaire pour lutter contre les incendies et les besoins d'irrigation (MERZOUK N, 2005).

### VII.1. Type des réseaux d'A.E.P :

On distingue plusieurs types de réseaux, à savoir : les réseaux ramifiés, maillés, étagés et combinés.

#### VII.1.1. Réseaux ramifiés :

Les réseaux ramifiés : On les appelle ainsi en raison de leur structure arborescente. Ce genre de réseau est fréquemment utilisé dans les petites agglomérations rurales. La caractéristique du réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation et dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires puis vers les conduites tertiaires...).

De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul côté. Il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale, toute la population à l'aval sera privée d'eau. Le coût de l'installation de ce type de réseau est faible.

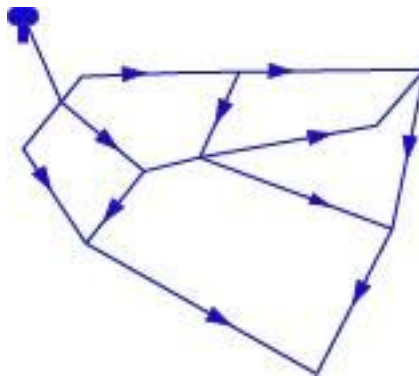


**Figure VII.1 :** Schéma d'un réseau ramifié.

**VII.1.2. Réseaux maillés :**

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

L'avantage des réseaux maillés est qu'il permet une alimentation en route ; c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons.



**Figure VII.2 :** Schéma de réseau maillé.

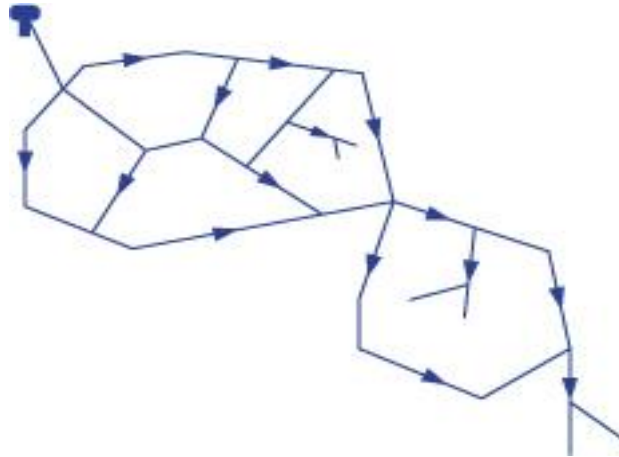
**VII.1.3. Réseaux étagés :**

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que celle-ci présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées).

L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé. [15]

**VII.1.4. Réseaux combinés :**

Un réseau dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville.



**Figure VII.3 :** Schéma du réseau combiné.

## VII.2. Méthode d'alimentation des réseaux :

Il existe trois méthodes :

- Distributions gravitaire.
- Distribution par pompage.
- Distribution mixte (pompage combiné).

Dans ce cas d'alimentation, on a une distribution gravitaire dans les deux POS.

## VII.3. Conception du réseau de distribution :

Pour concevoir un réseau de distribution nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre de facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

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

## VII.4. Principe du tracé d'un réseau de distribution :

Le principe de réalisation du tracé est comme suit :

- choisir le lieu de consommation principal ;
- déterminer le sens principal de l'écoulement ;
- tracer les conduites maitresses.

**VII.5. Choix type du matériau :**

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

Dans notre projet ; le réseau sera réalisé avec des conduites en "Polyéthylène Haute Densité" (PEHD), pour les avantages dont il dispose :

- Résistance à la corrosion et à l'oxydation.
- Solidité, résistance aux chocs et à l'abrasion.
- Inertie chimique et non toxique pour usages alimentaires.
- Adapté aux nouvelles techniques de pose.
- Sécurité.
- Respect de l'environnement.

**VII.6. Paramètres du réseau :**

- Débit.
- Choix de diamètre.
- Pression.

**VII.7. Equipement d'un réseau de distribution :****VII.7.1. Appareils et accessoires du réseau :**

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont résumés ci-après :

- Les canalisations ;
- Robinets vannes ;
- Bouches ou poteau d'incendie ;
- Clapets ;
- Ventouses ;
- Régulateurs de pression ;
- Robinets de vidange (décharge).

**VII.7.2. Pièces spéciales de raccord :**

Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :

- Les Tés ;
- Les coudes ;
- Les cônes de réduction.

**VII.8. Calcul hydraulique :**

Les étapes de la détermination des débits pour un réseau de distribution d'eau potable sont les suivants :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon ;
- Déterminer les débits spécifiques ;
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

**VII.8.1. Déterminer les débits du réseau :****VII.8.1.1. Débit spécifique :**

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

$Q_p$  = débit de pointe (l/s) ;

$\sum L_i$  = somme des Longueurs des tronçons du réseau.

**VII.8.1.2. Débits en route :**

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_s * L_{i-j} \text{ (l/s)} \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

$Q_r$  : Débit en route (l/s) ;

$q_s$  : Débit spécifique (l/s) ;

$L_{i-j}$  : Longueur du tronçon [i-j] (m).



**VII.8.1.3. Débits aux nœuds :**

Ils se calculent comme suit :

$$Q_{n_i} = 0.5 * \Sigma Q_r (n_i) \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

$Q_{ni}$  : le débit au nœud 'i' ;

$\Sigma Q_r$  : Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i ;

**VII.8.1.4. Dimensionnement du réseau :**

- ❖ Pendant ce chapitre on peut déterminer les différents débits du réseau POS 20 en utilisant le débit de point  $Q_p$ .

$$Q_p = Q_{maxh}$$

$$Q_p = 352,66 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 97,96 \text{ l/s}$$

Le débit spécifique est :

$$Q_{sp} = \frac{97,96}{3406,5}$$

$$= 0,02875679 \text{ l/s/ml}$$

**VII.8.1.4.1. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds de POS 20 :**

Le réseau de distribution de POS 20 d'étude prend une ossature mixte, les débits aux nœuds sont illustrés dans la figure (VII.4) et le tableau (VII.1) ci-après :

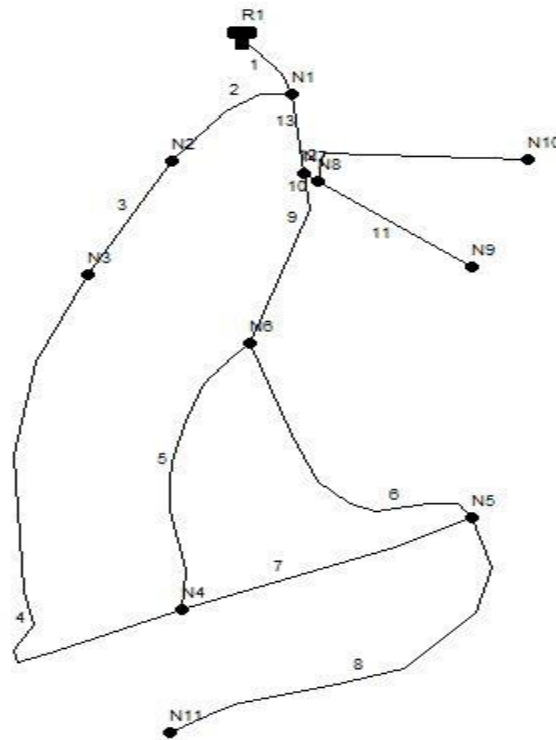


Figure VII.4 : Schéma d'ossature du réseau de distribution de POS 20.

Tableau VII.1: les débits aux nœuds et les débits en routes de POS 20.

Nœuds	Tronçon	Débit en route (l/s)	Débit au nœud (l/s)	Nœuds	Tronçon	Débit en route (l/s)	Débit au nœud (l/s)
1	N1_N2	6,15	4,57	6	N6_N5	10,93	14,18
	N1_N7	2,99			N6_N4	11,22	
2	N2_N1	6,15	5,52		N6_N7	6,21	
	N2_N3	4,89		7	N7_N6	6,21	4,74
3	N3_N2	4,89	11,88		N7_N1	2,99	
	N3_N4	18,88			N7_N8	0,29	
4	N4_N3	18,88	19,45	8	N8_N7	0,29	6,90
	N4_N6	11,22			N8_N9	6,04	
	N4_N5	8,80			N8_N10	7,48	
5	N5_N4	8,80	16,95	9	N9_N8	6,04	3,02
	N5_N6	10,93		10	N10_N8	7,48	3,74
	N5_N11	14,18		11	N11_N5	14,18	7,09

❖ Pondent ce chapitre on peut déterminer les différents débits du réseau POS 29 (AMEZOUÏ) en utilisant le débit de point  $Q_p$ .

$$Q_p = Q_{maxh}$$

$$Q_p = 318,15 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_p = 88,375 \text{ l/s}$$

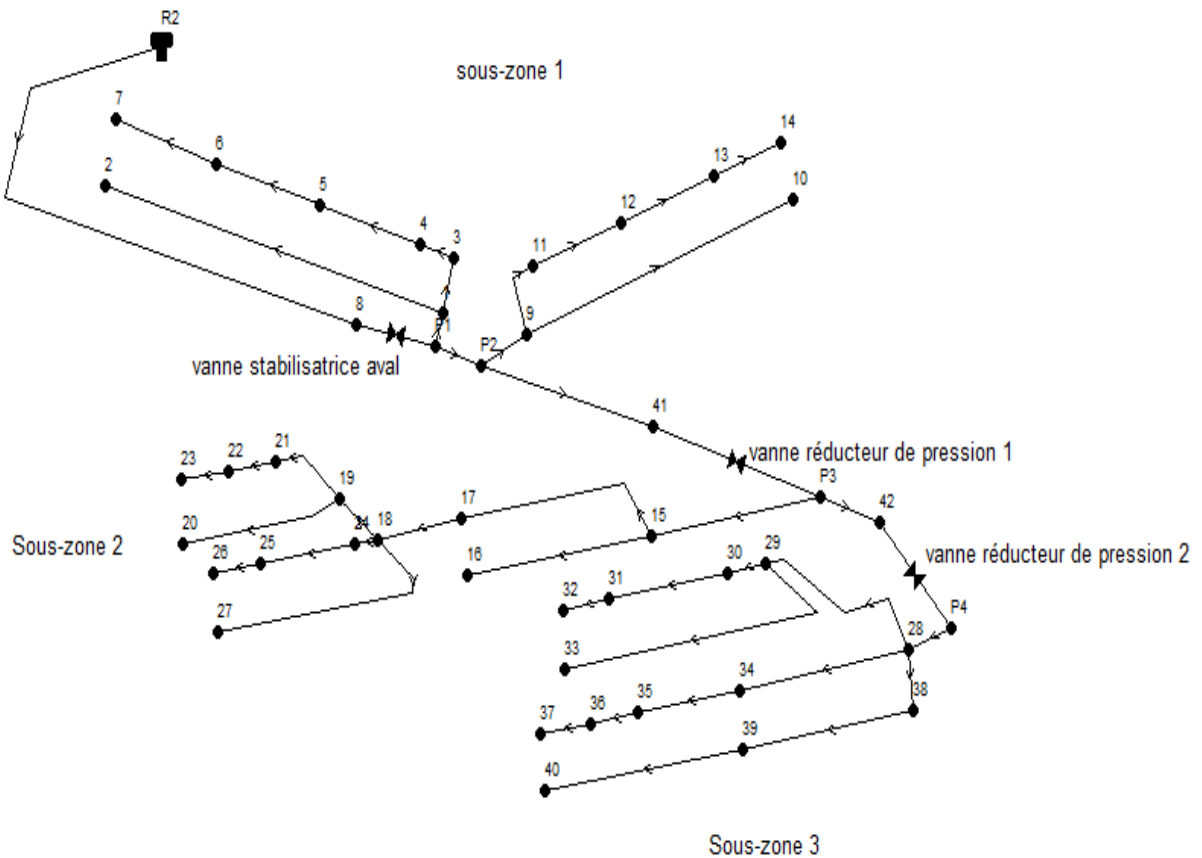
Le débit spécifique est :

$$Q_{sp} = \frac{88,375}{2933,77}$$

$$= 0,030123357 \text{ l/s/ml.}$$

**VII.8.1.4.2. Calcul des débits en route et les débits aux nœuds de POS 29 :**

Le réseau de distribution de POS 29 d'étude prend une ossature mixte, les débits aux nœuds sont illustrés dans la figure (VII.5) et le tableau (VII.2) ci-après :



**Figure VII.5 :** Schéma d'ossature du réseau de distribution de POS 29.

Tableau VII.2: les débits aux nœuds et les débits en routes de POS 29.

Sous-zone	Nœud	Tronçon	Longueur(m)	Qsp (l/s/ml)	Débit en route (l/s)	Débit au Nœud (l/s)
	R2	R2-P1	377,34	88,375	–	–
1	1	N1 P1	16,36	0,030123357	0,4928181	4,107
		N1-N2	196		5,9041779	
		N1-N3	60,3		1,8164384	
	2	N2-N1	196		5,9041779	2,952
		3	N3 N1		60,3	1,8164384
	N3-N4		23,3		0,7018742	
	4	N4-N3	23,3		0,7018742	1,288
		N4-N5	62,2		1,8736728	
	5	N5 N4	62,2		1,8736728	1,920
		N5-N6	65,3		1,9670552	
	6	N6-N5	65,3		1,9670552	1,890
		N6-N7	60,2		1,8134261	
	7	N7-N6	60,2		1,8134261	0,907
		P1	P1-R2		377,34	11,366747
P1-N1	16,36		0,4928181			
P1-P2	26,86		0,8091134			
2	P2	P2 P1	26,86	0,8091134	3,755	
		P2-N9	29,01	0,8738786		
		P2-P3	193,44	5,8270621		
			N9	N9-P2		29,01
	N9-N10	172		5,1812173		
	N9-N11	27,04		0,8145356		
	N10	N10-N9	172	0,030123357	5,1812173	2,591
	N11	N11-N9	27	0,8133306	1,347	
		N11-N12	62,4	1,8796975		
	N12	N12-N11	67,4	2,0303142	2,032	
		N12-N13	67,5	2,0333266		
	N13	N13 N12	67,5	2,0333266	1,830	
		N13-N14	54	1,6266613		
	N14	N14-N13	54	1,6266613	0,813	
P3		P3-P2	193,44	5,8270621	5,777	
	P3 N15	92,8	2,7954475			
	P3-P4	97,31	2,9313038			
N15	N15-P3	92,8	2,7954475	4,339		
	N15-N16	105,55	3,1795203			

3		N15-N17	89,76	0,030123357		2,7038725	
	N16	N16-N15	105,55			3,1795203	1,590
	N17	N17-N15	89,76			2,7038725	3,427
		N17-N18	137,8			4,1509985	
	N18	N18-N17	137,8			4,1509985	
		N18-N19	20			0,6024671	
		N18-N24	12,8			0,385579	4,267
		N18-N27	112,7			3,3949023	
	N19	N19-N18	20			0,6024671	
		N19-N20	90,5			2,7261638	2,219
		N19-N21	36,8			1,1085395	
	N20	N20-N19	90,5			2,7261638	1,363
N21	N21-N19	36,9		1,1115519			
	N21-N22	26		0,7832073	0,947		
N22	N22-N21	26		0,7832073			
	N22-N23	28,65		0,8630342	0,823		
N23	N23-N22	28,65		0,8630342	0,432		
4	N24	N24-N18	12,8	0,030123357		0,385579	
		N24-N25	53,8			1,6206366	1,003
	N25	N25-N24	53,8			1,6206366	
		N25-N26	28,3			0,852491	1,237
	N26	N26-N25	28,3			0,852491	0,426
	N27	N27-N18	112,7			3,3949023	1,697
	P4	P4-P3	97,31			2,9313038	
		P4-N28	22,85			0,6883187	1,810
	N28	N28-P4	22,85			0,6883187	
		N28-N29	87,05			2,6222382	4,813
		N28-N34	156,85			4,7248485	
		N28-N38	52,8			1,5905132	
	N29	N29-N28	87,05			2,6222382	
		N29-N30	62,35			1,8781913	4,439
		N29-N33	145,35			4,3784299	
	N30	N30-N29	62,35			1,8781913	
		N30-N31	40,15			1,2094528	1,544
	N31	N31-N30	40,15			1,2094528	
N31-N32		28,5		0,8585157	1,034		
N32	N32-N31	28,5		0,8585157	0,429		
N33	N33-N29	145,35		4,3784299	2,189		
N34	N34-N28	156,85		4,7248485			
	N34-N35	20		0,6024671	2,664		
N35	N35-N34	20		0,6024671			
	N35-N36	31,65		0,9534042	0,778		

	N36	N36-N35	31,65		0,9534042	
		N36-N37	24,8		0,7470592	0,850
	N37	N37-N36	24,8		0,7470592	0,374
	N38	N38-N28	52,8		1,5905132	
		N38-N39	97,55		2,9385334	2,265
	N39	N39-N38	97,55		2,9385334	
		N39-N40	115,25		3,4717169	3,205
	N40	N40-N39	115,25		3,4717169	1,736

**VII.9. Modélisation et simulation du réseau (EPANET) :**

La modélisation du fonctionnement du réseau cherche à décrire le comportement hydraulique des différents dispositifs du réseau. L'intérêt est de reproduire ce qui se déroule en réalité dans le réseau à l'aide d'un modèle hydraulique. (Nafi, 2006).

**VII.9.1. Présentation du logiciel EPANET :**

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonction de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse 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 la simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

**VII.9.1.1. Présentation la barre utile :**

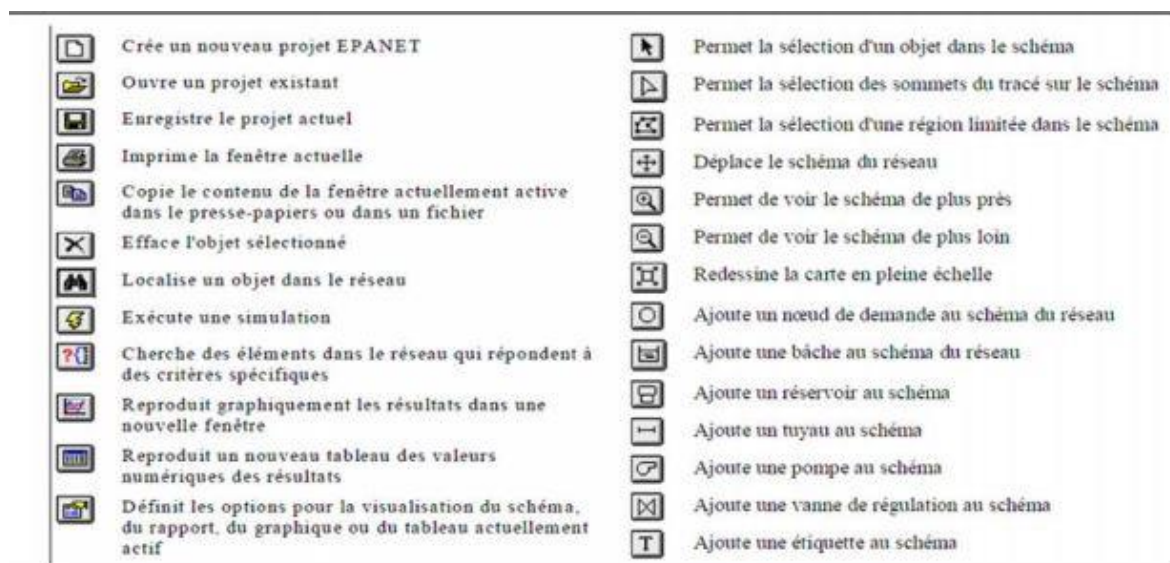


Figure VII.6 : La barre d'outils EPANET.

**VII.9.2. Utilisation du logiciel EPANET :**

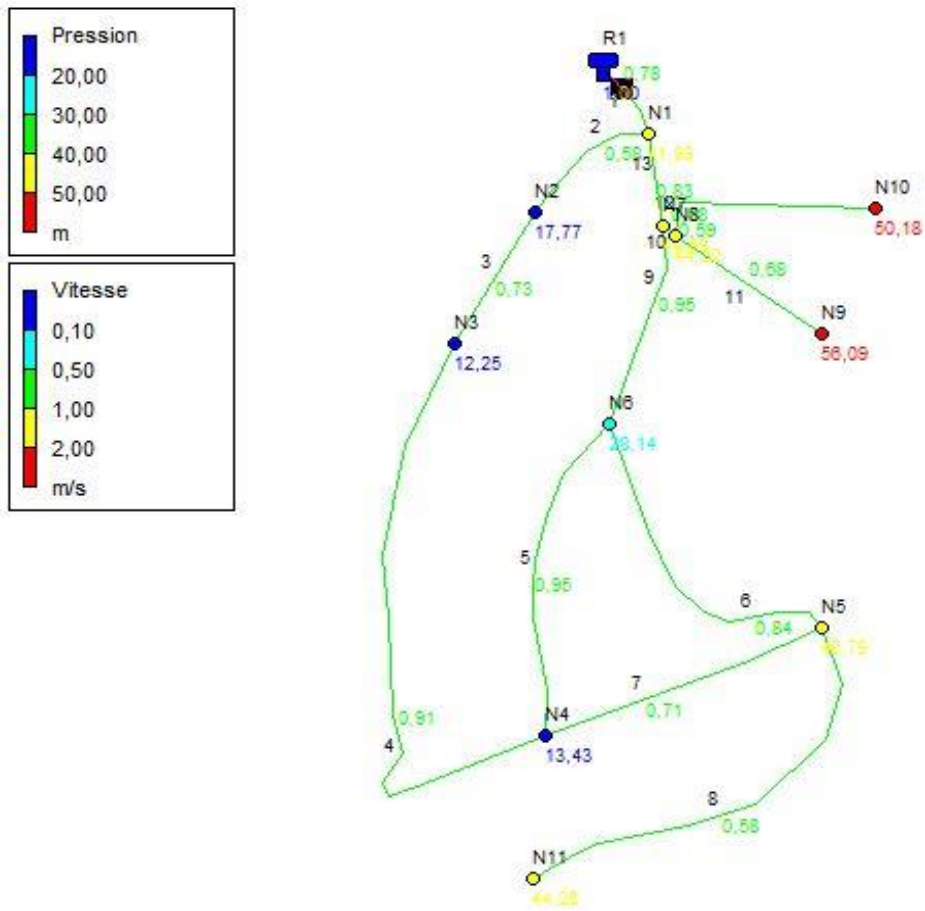
Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- Importer le tracé du réseau enregistré sous un fichier Auto-Cad.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation.
- Lancer la simulation.
- Constatation des résultats de la simulation.

**VII.9.3. Résultats de la simulation :**

Après plusieurs sssais des simulations pour pouvoir respecter les normes des pressions et des vitesses, les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions de les deux POS 20 et 29 sont représentés dans les figures et les tableaux suivants :

VII.9.3.1 De POS 20 :



**Figure VII.7:** état du réseau de POS 20 après la simulation.

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de POS 20 sont représentées dans le tableau ci-dessous (cas de point) :



**Tableau VII.3 :** Récapitulation des résultats pour chaque tronçon.

N° de Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Pertes Charges Unitaire Km/m
Tuyau 1	3300	400	0,78	1,29
Tuyau 2	214	250	0,58	1,32
Tuyau 3	170	200	0,73	2,69
Tuyau 4	656,5	125	0,91	7,26
Tuyau 5	390	90	0,95	11,75
Tuyau 6	380	200	0,84	3,43
Tuyau 7	306	63	0,71	10,72
Tuyau 8	493	125	0,58	3,06
Tuyau 9	216	250	0,95	3,31
Tuyau 10	10	160	0,68	3,06
Tuyau 11	210	75	0,68	7,96
Tuyau 12	260	90	0,59	4,77
Tuyau 13	104	315	0,83	1,95

**Tableau VII.4:** Récapitulation des résultats pour chaque nœud.

N° nœuds	Altitude (m)	Demande (LPS)	Charge(m)	Pression(m)
Réservoir	221	98,05	222	-
Nœud 1	96	4,57	137,99	41,99
Nœud 2	119,94	5,52	137,71	17,77
Nœud 3	125	11,88	137,25	12,25
Nœud 4	119,06	19,45	132,49	13,43
Nœud 5	86,98	16,95	135,77	48,79
Nœud 6	108,93	14,18	137,07	28,14
Nœud 7	93,2	4,74	137,79	44,59
Nœud 8	93,44	6,90	137,76	44,32
Nœud 9	80	3,02	136,09	56,09
Nœud 10	86,34	3,74	136,52	50,18
Nœud 11	90	7,09	134,26	44,26

VII.9.3.2 De POS 29 :

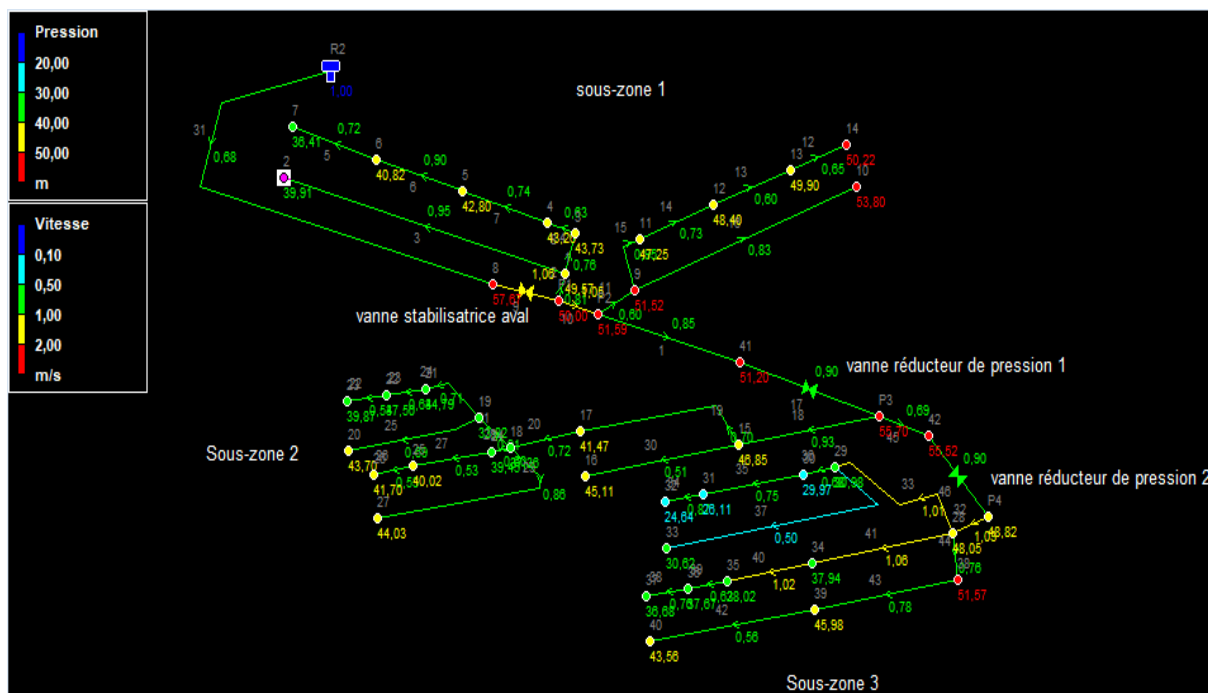


Figure VII.8 : état du réseau de POS 29 après la simulation.

✓ Remarque :

Pour protéger notre réseau contre les surpressions, nous avons opté pour l'utilisation :

- Une vanne stabilisatrice aval au niveau de tronçon R2-N8
- Deux réducteurs de pression au niveau des tronçons N41-P3 et N42-P4.

Les caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons de POS 29 sont représentées dans le tableau ci-dessous (cas de point) :

Tableau VII.5 : Récapitulation des résultats pour chaque tronçon.

	Longueur	Diamètre	Vitesse	Pert. Charge Unit.		Longueur	Diamètre	Vitesse	Pert. Charge Unit.
ID Arc	m	mm	m/s	m/km	ID Arc	m	mm	m/s	m/km
Tuyau 2	16,36	150	0,81	4,62	Tuyau 28	12,8	75	0,6	6,3
Tuyau 3	196	63	0,95	18,38	Tuyau 29	112,7	50	0,86	20,73
Tuyau 4	60,3	110	0,76	6,08	Tuyau 30	105,55	63	0,51	5,75
Tuyau 5	60,2	40	0,72	19,64	Tuyau 32	22,85	180	1,03	5,87
Tuyau 6	65,3	63	0,9	16,59	Tuyau 33	87,05	110	1,01	10,4
Tuyau 7	62,2	90	0,74	7,38	Tuyau 34	28,5	25	0,87	51,73
Tuyau 8	23,3	110	0,63	4,25	Tuyau 35	40,15	50	0,75	15,67
Tuyau 11	29,01	160	0,6	2,41	Tuyau 36	62,35	75	0,68	7,9
Tuyau 12	54	40	0,65	16	Tuyau 37	145,35	75	0,5	4,36
Tuyau 13	67,5	75	0,6	6,2	Tuyau 38	24,8	25	0,76	39,96
Tuyau 14	62,4	90	0,73	7,26	Tuyau 39	31,65	50	0,62	11,21
Tuyau 15	27,04	90	0,95	11,72	Tuyau 40	20	50	1,02	28,36
Tuyau 16	172	63	0,83	14,36	Tuyau 41	156,85	75	1,06	18,15
Tuyau 18	92,8	180	0,93	4,83	Tuyau 42	115,25	63	0,56	6,77
Tuyau 19	89,76	180	0,7	2,8	Tuyau 43	97,55	90	0,78	8,06
Tuyau 20	137,8	160	0,72	3,38	Tuyau 44	52,8	110	0,76	5,99
Tuyau 21	20	90	0,91	10,86	Tuyau 10	26,86	315	1,05	3,03
Tuyau 22	28,65	32	0,54	15,1	Tuyau 31	377,44	450	0,68	0,87
Tuyau 23	26	50	0,64	11,75	Tuyau 1	193,44	315	0,85	2,01
Tuyau 24	36,8	63	0,71	10,56	Tuyau 45	97,31	250	0,69	1,82
Tuyau 25	90,5	50	0,69	13,72	Vanne 9	–	350	1,06	26
Tuyau 26	28,3	32	0,53	14,72	Vanne 17	–	300	0,9	25
Tuyau 27	53,8	63	0,53	6,25	Vanne 46	–	200	0,9	25

Tableau VII.6: Récapitulation des résultats pour chaque nœud.

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Réservoir R2	297	108,67	298	–
Nœud 2	228,08	2,95	267,99	39,91
Nœud 7	231,99	0,91	268,4	36,41
Nœud 6	228,77	1,89	269,59	40,82
Nœud	227,87	1,92	270,67	42,8
Nœud	227,87	1,29	271,13	43,26
Nœud 3	227,5	1,26	271,23	43,73
Nœud 1	222,02	4,11	271,59	49,57
Nœud P1	221,67	6,33	271,67	50
Nœud P2	220	3,76	271,59	51,59
Nœud 10	215,25	2,59	269,05	53,8
Nœud 14	219,25	0,81	269,47	50,22
Nœud 9	220	3,43	271,52	51,52
Nœud 11	223,95	1,35	271,2	47,25
Nœud 12	222,35	2,03	270,75	48,4
Nœud 13	220,43	1,83	270,33	49,9
Nœud P3	190,5	5,78	246,2	55,7
Nœud 23	203,82	0,43	243,69	39,87
Nœud 22	206,62	0,82	244,12	37,5
Nœud 21	209,64	0,95	244,43	34,79
Nœud 20	199,87	1,36	243,57	43,7
Nœud 19	211	2,22	244,82	33,82
Nœud 18	207,67	4,27	245,03	37,36
Nœud 26	202,5	0,43	244,2	41,7
Nœud 25	204,6	1,24	244,62	40,02
Nœud 24	205,5	1	244,95	39,45
Nœud 27	198,67	1,7	242,7	44,03
Nœud 17	204,03	3,43	245,5	41,47
Nœud 16	200,03	1,59	245,14	45,11
Nœud 15	198,9	4,34	245,75	46,85
Nœud P4	172,2	1,81	221,02	48,82
Nœud 32	192,75	0,43	217,39	24,64
Nœud 31	192,75	1,03	218,86	26,11
Nœud 30	189,52	1,54	219,49	29,97
Nœud 29	189	4,44	219,98	30,98
Nœud 33	188,73	2,19	219,35	30,62
Nœud 28	172,84	4,81	220,89	48,05
Nœud 37	179,45	0,37	216,13	36,68
Nœud 36	179,45	0,85	217,12	37,67

Nœud 35	179,45	0,78	217,47	38,02
Nœud 34	180,1	2,66	218,04	37,94
Nœud 40	175,45	1,74	219,01	43,56
Nœud 39	173,81	3,2	219,79	45,98
Nœud 38	169	2,27	220,57	51,57
Nœud 8	240	6,33	297,67	57,67
Nœud 41	220	2,42	271,2	51,2
Nœud 42	190,5	5,78	246,02	55,52

#### VII.9.4. Interprétation des résultats :

D'après les calculs et les résultats on a observé que les vitesses d'eau dans les conduites sont :

- Pour le POS 29 : acceptables (entre 0.5 m/s et 1.08 m/s) ;
- Pour le POS 20 : acceptable (entre 0.58 m/s et 0.95 m/s).

Les pressions aux nœuds sont dans les limites souhaitées ; car :

- Dans le POS 20 : les pressions entre 12.25m et 56.09m (1.2bars - 5.6bars).
- Dans le POS 29 : les pressions entre 24.64m et 57.67 m (2.4bars - 5.7bars).

#### VII.9.5. Calcul des pressions de service du réseau en cas d'incendie :

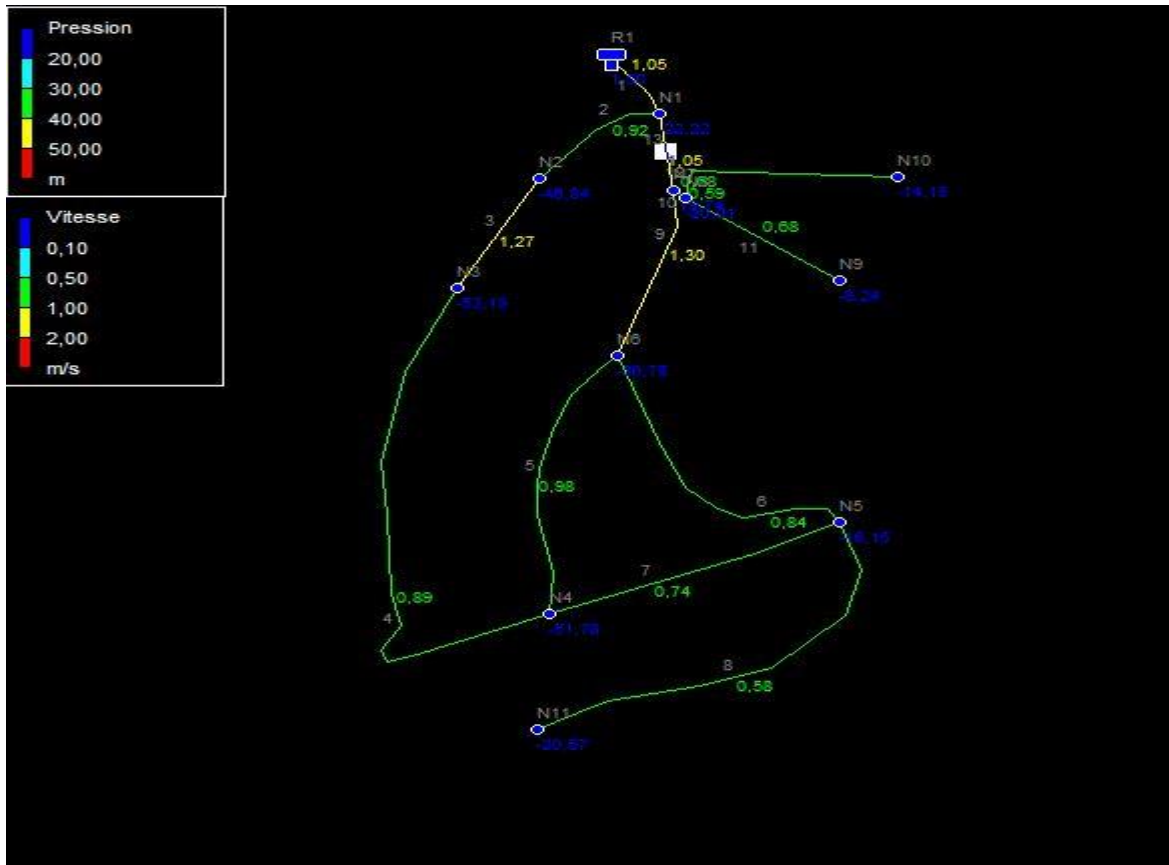
C'est toujours le cas d'une consommation maximale en supposant en plus l'éclatement d'un incendie, pour lequel il faut assurer un débit de (17L/s) en alimentant les abonnés au même temps, donc le réservoir doit débiter un débit de ( $Q_{\max h} + 17$  l/s).

Pour ce cas (POS 20), nous avons considéré que l'incendie aura lieu au nœud 03 et au nœud 06.

Donc le débit nodal dans N03, N06 sera :

$$Q_n(03) = 11.88 + 17 \leftrightarrow Q_n(03) = 28.88 \text{ l/s ;}$$

$$Q_n(06) = 14.18 + 17 \leftrightarrow Q_n(06) = 31.18 \text{ l/s.}$$



**Figure VII.9 :** Cas d’exploitation du poteau d’incendies placé au nœud 03 et au nœud 06 de POS 20.

Pour ce cas (POS 29), nous avons considéré que l’incendie aura lieu au nœud 05 et au nœud 13.

Donc le débit nodal dans N05, N13 sera :

$$Q_n(05) = 1.92 + 17 \leftrightarrow Q_n(05) = 18.92 \text{ l/s} ;$$

$$Q_n(13) = 1.83 + 17 \leftrightarrow Q_n(13) = 18.83 \text{ l/s}.$$

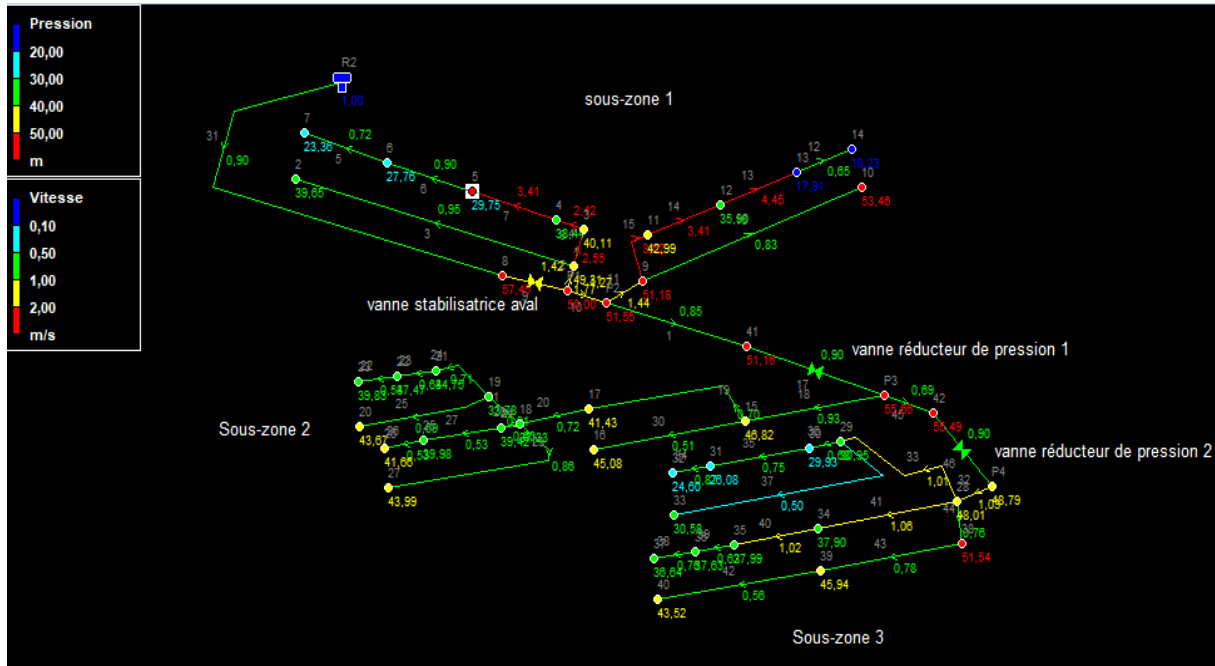


Figure VII.10: Cas d’exploitation du poteau d’incendies placé au nœud 05 et au nœud 13 de POS 29.

**VII.9. 5.1. Interprétation des résultats (cas de pointe +incendie) :**

Après simulation au poteau d’incendie au nœud 05 et au nœud 13, nous avons remarqué qu’il y a des vitesses très élevées donc on va redimensionner les conduites ou la vitesse n’est pas celle voulus.

VII.9.5.2. Redimensionnement :

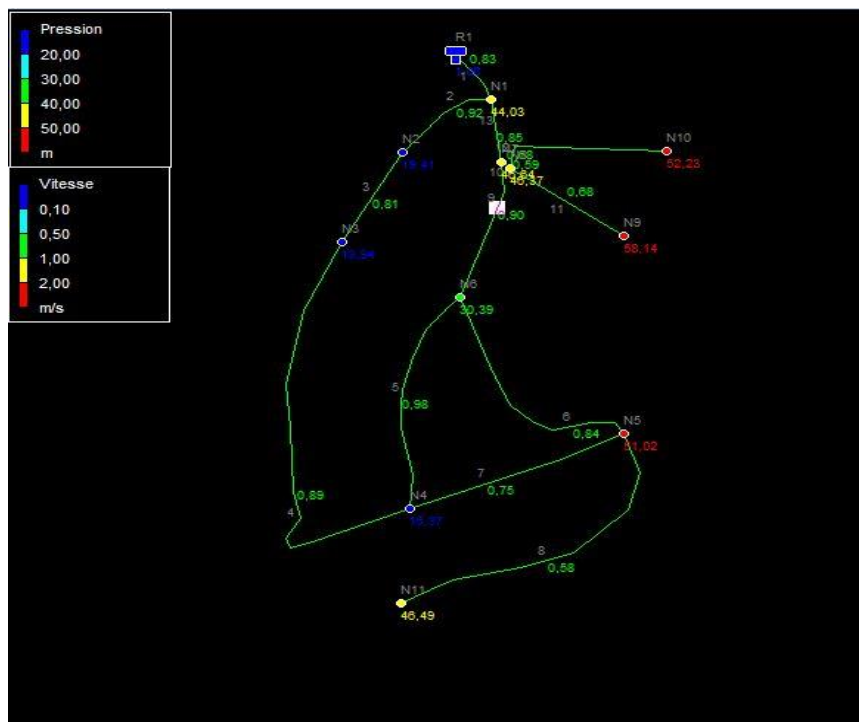


Figure VII.11 : Cas d’exploitation du poteau d’incendies placé au nœud 03 et au nœud 06 de POS 20 après redimensionnement.

Tableau VII.7: Récapitulation des résultats pour chaque nœud.

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m		m	m
Réservoir R1	221	132,05	222	1
Noeud N1	96	4,57	140,03	44,03
Noeud N2	119,94	5,52	139,35	19,41
Noeud N3	125	28,88	138,94	13,94
Noeud N4	119,06	19,45	134,43	15,37
Noeud N5	86,98	16,95	138	51,02
Noeud N6	108,93	31,18	139,32	30,39
Noeud N7	93,2	4,74	139,84	46,64
Noeud N8	93,44	6,90	139,81	46,37
Noeud N9	80	3,02	138,14	58,14
Noeud N10	86,34	3,74	138,57	52,23
Noeud N11	90	7,09	136,49	46,49



Tableau VII.8: Récapitulation des résultats pour chaque tronçon.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Vitesse m/s
Tuyau 1	65000	450	0,83
Tuyau 2	214	250	0,92
Tuyau 3	170	250	0,81
Tuyau 4	656,5	125	0,89
Tuyau 5	390	90	0,98
Tuyau 6	380	200	0,84
Tuyau 7	306	63	0,75
Tuyau 8	493	125	0,58
Tuyau 9	216	300	0,9
Tuyau 10	10	160	0,68
Tuyau 11	210	75	0,68
Tuyau 12	260	90	0,59
Tuyau 13	104	350	0,85

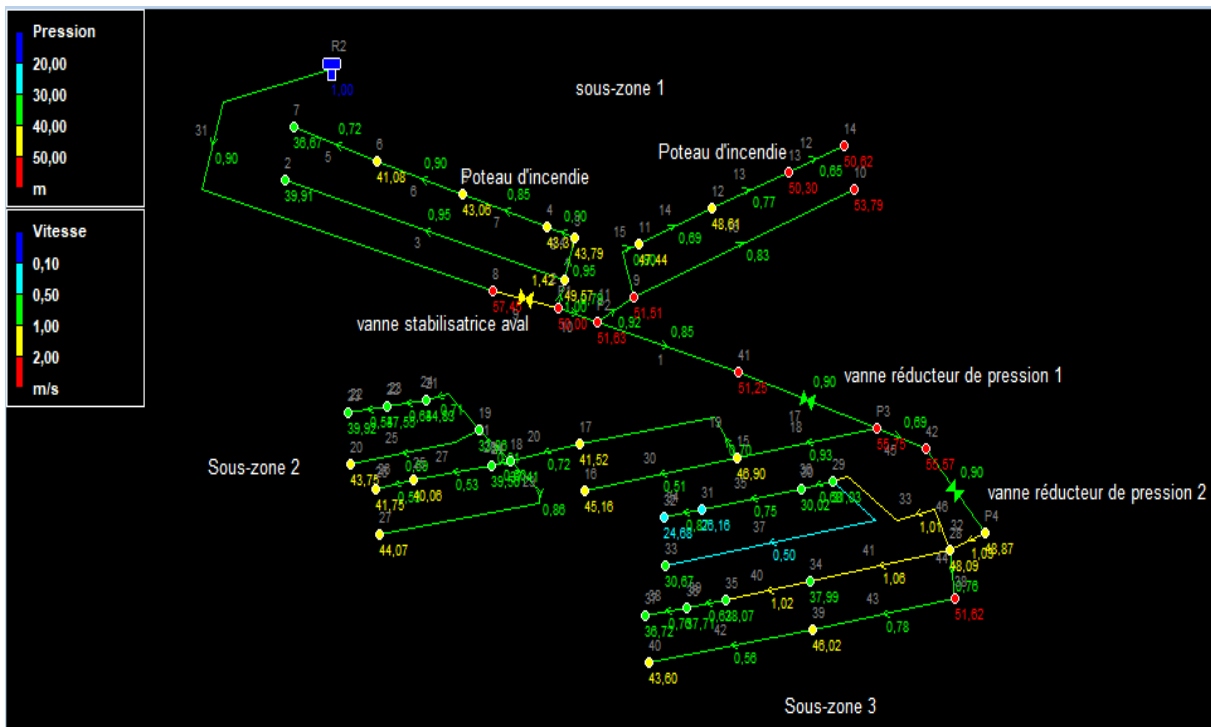


Figure VII.12: Cas d'exploitation du poteau d'incendies placé au nœud 05 et au nœud 13 de POS 29 après redimensionnement.

Tableau VII.9: Récapitulation des résultats pour chaque nœud.

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Réservoir R2	297	–	298	1
Noeud 2	228,08	2,952	267,99	39,91
Noeud 7	231,99	0,907	268,66	36,67
Noeud 6	228,77	1,89	269,85	41,08
Noeud 5	227,87	18,92	270,93	43,06
Noeud 4	227,87	1,288	271,18	43,31
Noeud 3	227,5	1,259	271,29	43,79
Noeud 1	222,02	4,107	271,59	49,57
Noeud P1	221,67	6,334	271,67	50
Noeud P2	220	3,755	271,63	51,63
Noeud 10	215,25	2,591	269,04	53,79
Noeud 14	219,25	0,813	269,87	50,62
Noeud 9	220	3,435	271,51	51,51
Noeud 11	223,95	1,347	271,39	47,44
Noeud 12	222,35	2,032	270,96	48,61
Noeud 13	220,43	18,83	270,73	50,3
Noeud P3	190,5	5,777	246,25	55,75
Noeud 23	203,82	0,432	243,74	39,92
Noeud 22	206,62	0,823	244,17	37,55
Noeud 21	209,64	0,947	244,47	34,83
Noeud 20	199,87	1,363	243,62	43,75
Noeud 19	211	2,219	244,86	33,86
Noeud 18	207,67	4,267	245,08	37,41
Noeud 26	202,5	0,426	244,25	41,75
Noeud 25	204,6	1,237	244,66	40,06
Noeud 24	205,5	1,003	245	39,5
Noeud 27	198,67	1,697	242,74	44,07
Noeud 17	204,03	3,427	245,55	41,52
Noeud 16	200,03	1,59	245,19	45,16
Noeud 15	198,9	4,339	245,8	46,9
Noeud P4	172,2	1,81	221,07	48,87
Noeud 32	192,75	0,429	217,43	24,68
Noeud 31	192,75	1,034	218,91	26,16
Noeud 30	189,52	1,544	219,54	30,02
Noeud 29	189	4,439	220,03	31,03
Noeud 33	188,73	2,189	219,4	30,67
Noeud 28	172,84	4,813	220,93	48,09
Noeud 37	179,45	0,374	216,17	36,72
Noeud 36	179,45	0,85	217,16	37,71

Noeud 35	179,45	0,778	217,52	38,07
Noeud 34	180,1	2,664	218,09	37,99
Noeud 40	175,45	1,736	219,05	43,6
Noeud 39	173,81	3,205	219,83	46,02
Noeud 38	169	2,265	220,62	51,62
Noeud 8	240	6,334	297,45	57,45
Noeud 41	220	2,422	271,25	51,25
Noeud 42	190,5	5,777	246,07	55,57

**Tableau VII.10:** Récapitulation des résultats pour chaque tronçon.

	Longueur	Diamètre	Vitesse		Longueur	Diamètre	Vitesse
ID Arc	m	mm	m/s	ID Arc	m	mm	m/s
Tuyau 2	16,36	200	1	Tuyau 28	12,8	75	0,6
Tuyau 3	196	63	0,95	Tuyau 29	112,7	50	0,86
Tuyau 4	60,3	180	0,95	Tuyau 30	105,55	63	0,51
Tuyau 5	60,2	40	0,72	Tuyau 32	22,85	180	1,03
Tuyau 6	65,3	63	0,9	Tuyau 33	87,05	110	1,01
Tuyau 7	62,2	180	0,85	Tuyau 34	28,5	25	0,87
Tuyau 8	23,3	180	0,9	Tuyau 35	40,15	50	0,75
Tuyau 11	29,01	200	0,92	Tuyau 36	62,35	75	0,68
Tuyau 12	54	40	0,65	Tuyau 37	145,35	75	0,5
Tuyau 13	67,5	180	0,77	Tuyau 38	24,8	25	0,76
Tuyau 14	180	200	0,69	Tuyau 39	31,65	50	0,62
Tuyau 15	27,04	180	0,9	Tuyau 40	20	50	1,02
Tuyau 16	172	63	0,83	Tuyau 41	156,85	75	1,06
Tuyau 18	92,8	180	0,93	Tuyau 42	115,25	63	0,56
Tuyau 19	89,76	180	0,7	Tuyau 43	97,55	90	0,78
Tuyau 20	137,8	160	0,72	Tuyau 44	52,8	110	0,76
Tuyau 21	20	90	0,91	Tuyau 10	26,86	400	0,79
Tuyau 22	28,65	32	0,54	Tuyau 31	377,44	450	0,9
Tuyau 23	26	50	0,64	Tuyau 1	193,44	315	0,85
Tuyau 24	36,8	63	0,71	Tuyau 45	97,31	250	0,69
Tuyau 25	90,5	50	0,69	Vanne 9	–	400	1,08
Tuyau 26	28,3	32	0,53	Vanne 17	–	300	0,9
Tuyau 27	53,8	63	0,53	Vanne 46	–	200	0,9

Le réseau de distribution de notre assiette d'étude peut fonctionner normalement sans risque d'avoir des problèmes.

▪ **Conclusion :**

Dans ce dernier chapitre, nous avons dimensionné les réseaux d'alimentation en eau potable des deux POS 20-29 en veillant à ce que les paramètres vitesses et pressions soit admissibles pour le bon fonctionnement des réseaux.

# **Conclusion générale**

---

## Conclusion Générale

L'étude du projet d'AEP de MEZGHITANE-AMEZOUÏ consiste à résoudre la problématique de manque d'eau dans les deux POS 20-29.

Notre étude est répartie sur sept parties qui sont :

Dans la première et la deuxième partie, on a présenté le site et les caractéristiques nécessaires à l'étude, on a aussi fait l'estimation des besoins en eau pour les deux POS à l'horizon 2050 ainsi que l'étude de variation de la consommation.

La troisième partie a été réservée à l'étude et le dimensionnement des réservoirs projetés, dont l'utilité est obligatoire vu que la région manque d'autre source d'approvisionnement en eau.

En ce qui concerne le 4<sup>ème</sup> chapitre; on a dimensionné les conduites d'adduction en se basant sur les formules de BRESS et BONNIN ainsi que les limites de vitesse  $V_{max}$  et  $V_{min}$ , pour notre cas on a opté pour les conduites en PEHD PN 16 pour l'adduction gravitaire et par refoulement vu les avantages qu'elles présentent.

A la cinquième partie nous avons déterminé les caractéristiques de pompe à utiliser dans la chaîne de refoulement à l'aide de catalogue CAPRARRI PUMP ; on a choisi PM 150/3A.

Dans la septième partie, on a fait la vérification du phénomène de coup de bélier et on a abouti à des résultats des surpressions et dépressions qui ne présentent pas de risque pour les conduites.

Dans la dernière partie, on a simulé sur le logiciel EPANET le fonctionnement du réseau. Certains tronçons (les plus bas) ont remarqué des pressions très élevées ; on a alors placé des vannes de régulation de pression.

Enfin, pour finir nous souhaitons que ce travail d'avant-projet pour toute étude d'alimentation en eau potable des POS 20 et 29 et qu'il enrichira l'archive bibliographique du secteur Hydraulique de la wilaya 'JIJEL'.

# **Annexes**

---

## ANNEXES

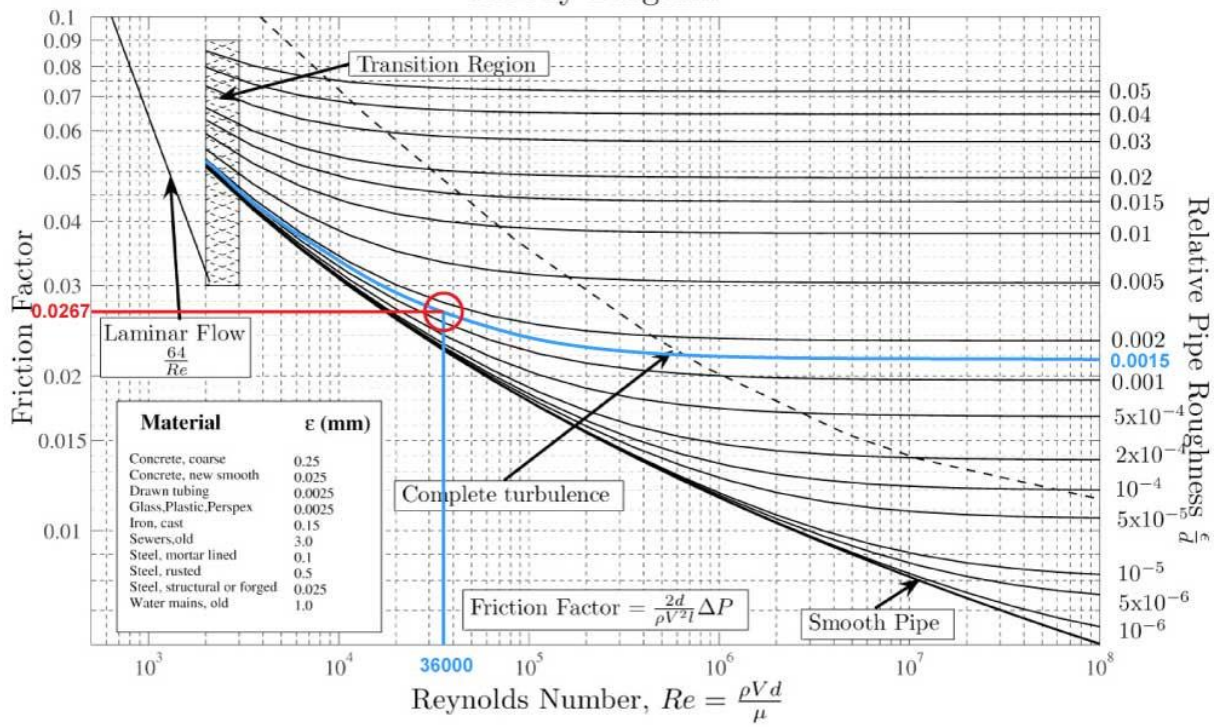
**Annexe (II.1) : La variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitant.**

Nombre d'habitant					
Heurs	<10000	10000à50000	50001à100000	>100000	Agg.de type rural
0-1	1	1,5	3	3,25	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6

21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-00	1	1,5	3,3	3,7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

**Annexe(IV.1) : Diagramme de MOODY**

Moody Diagram





## Annexe(IV.2) : Coefficient de pertes de charges singulières.

Diamètre du tube acier inox, cuivre ou plastique		8 + 16 mm	18 + 28 mm	30 + 54 mm	> 54 mm
Diamètre du tube acier		3/8" + 1/2"	3/4" + 1"	1 1/4" + 2"	> 2"
Type de résistance singulière	Symbole				
Vanne d'arrêt droite		10,0	8,0	7,0	6,0
Vanne d'arrêt inclinée		5,0	4,0	3,0	3,0
Vanne à opercule à passage réduit		1,2	1,0	0,8	0,6
Vanne à opercule à passage total		0,2	0,2	0,1	0,1
Vanne à sphère à passage réduit		1,6	1,0	0,8	0,6
Vanne à sphère à passage total		0,2	0,2	0,1	0,1
Vanne papillon		3,5	2,0	1,5	1,0
Clapet anti-retour		3,0	2,0	1,0	1,0
Robinet de radiateur droit		8,5	7,0	6,0	—
Robinet de radiateur équerre		4,0	4,0	3,0	—
Té de réglage		1,5	1,5	1,0	—
Coude de réglage		1,0	1,0	0,5	—
Vanne quatre voies		6,0		4,0	
Vanne trois voies		10,0		8,0	
Passage à travers un radiateur		3,0			
Passage à travers une chaudière au sol		3,0			

Diamètre du tube acier inox, cuivre ou plastique		8 + 16 mm	18 + 28 mm	30 + 54 mm	> 54 mm
Diamètre du tube acier		3/8" + 1/2"	3/4" + 1"	1 1/4" + 2"	> 2"
Type de résistance singulière	Symbole				
Coude serré à 90° <i>r/d = 1,5</i>		2,0	1,5	1,0	0,8
Coude normal à 90° <i>r/d = 2,5</i>		1,5	1,0	0,5	0,4
Coude large à 90° <i>r/d &gt; 3,5</i>		1,0	0,5	0,3	0,3
Coude serré en U <i>r/d = 1,5</i>		2,5	2,0	1,5	1,0
Coude normal en U <i>r/d = 2,5</i>		2,0	1,5	0,8	0,5
Coude large en U <i>r/d &gt; 3,5</i>		1,5	0,8	0,4	0,4
Élargissement		1,0			
Restriction		0,5			
Dérivation simple avec T équerre		1,0			
Jonction simple avec T équerre		1,0			
Dérivation double avec T équerre		3,0			
Jonction double avec T équerre		3,0			
Dérivation simple avec angle incliné (45° - 60°)		0,5			
Jonction simple avec angle incliné (45° - 60°)		0,5			
Dérivation avec amorce		2,0			
Jonction avec amorce		2,0			

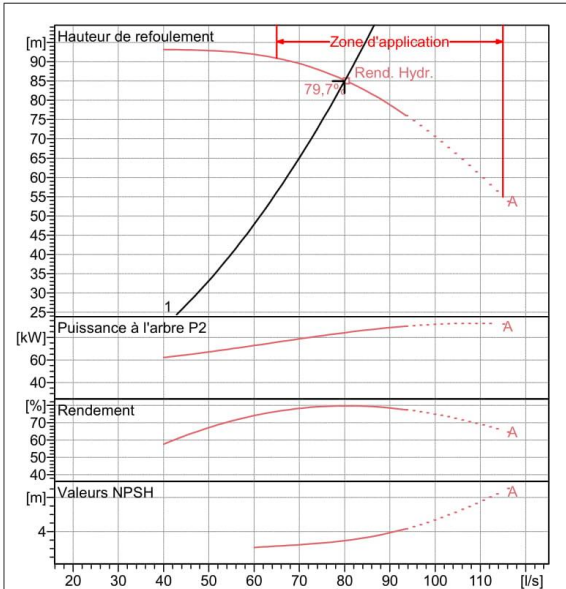
**Annexe (IV.3) : Les prix des Conduites en PEHD PN 16.**

<b>Diamètre extérieur en (mm)</b>	<b>Epaisseur en (mm)</b>	<b>Prix unitaire (DA/ml)</b>
20	2,0	40,74
25	2,3	59,87
32	3,0	99,14
40	3,7	153,50
50	4,6	238,07
63	5,8	376,64
75	6,8	529,43
90	8,2	691,61
110	10,0	1026,15
125	11,4	1316,19
160	14,6	2151,15
200	18,2	3378,11
250	22,7	5226,50
315	28,6	8026,99
400	36,3	12966,67
500	45,4	19569,51
630	57,2	31072,20

# Annexe (V.1) : Caractéristiques de la pompe de station de pompage.

<b>PM 150/ 3 A</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	80 l/s
Hauteur de refoulement	85 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	80,2 l/s
Hauteur de refoulement	85,1 m
Puissance absorbée	84,3 kW
Rendement	79,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	110 m
Orif. de refoulement	150 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	1400 kg

<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

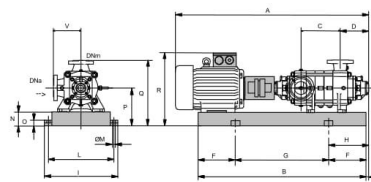


**Caractéristiques de fonctionnement** UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions mm**

- A = 2295
- B = 1917
- C = 485
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 241
- F = 300
- G = 1317
- H = 541
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 160
- O = 42
- P = 475
- Q = 845
- R = 891
- V = 370



Notes:

Date <b>13.09.2020</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

# Bibliographie

---

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] : RGPH 1488 (Recensement général de la population et de l'habitant)
- [2] : APC de Jijel
- [3] : Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003 (Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique)
- [4] : DUC (Direction d'Urbanisme et de Construction)
- [5] : **DUPONT, A.** : "Hydraulique urbaine" : ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux Tome II. Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- [7] : ABC clim (E-formation, froid climatisation).
- [8] : Catalogue de GROUPE CHIALI, BEJAIA.
- [9] : **Morel** : Tome II "Classification des pompes".
- [10] : **R. THIBAUT** "Mécanique App", «Tome I, Mécanique des fluides et thermodynamique », Editions A. De Boeck, Bruxelles, 1974.
- [11] : **Joel. M ZINSALO** (cours pompes et stations de pompage)
- [14] : **Mr Ali Berrksi** "COURS-Module : HYDRAULIQUE 3 " (*Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE-Bejaia)*).
- [15] : **BELAISSA Hocine**, " Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle cité GHABAT ZAWACHE (w. Blida) ". Mémoire de fin d'études, Université de Akli Mohand Oulhadj –Bouira- Institut de Technologie, 2018.

### Site Web

- [6] : [www.futura-sciences.com](http://www.futura-sciences.com)
- [12] : <https://www.scribd.com/doc/374267000>
- [13] : <https://pastel.archives-ouvertes.fr/tel-01315546/file/TOMOV.pdf>

## *Résumé*

Dans ce mémoire, nous avons mené une étude de conception d'un système d'alimentation en eau potable des nouvelles cités MEZGHITANE- AMEZOUÏ à la wilaya de Jijel à partir du barrage Kissir. Après la présentation du site, nous avons entamé l'estimations des besoins en eau à l'horizon 2050, puis nous avons passé au dimensionnement des réservoirs, l'étude technico-économique ainsi que le choix de pompe adéquate pour notre projet; A la fin, on a simulé à l'aide de logiciel EPANET le fonctionnement des réseaux de distribution d'eau pour les deux POS 20 et 29.

Mots clés: barrage de Kissir, pompe, réservoirs et réseaux de distribution d'eau.

## *ملخص*

في هذه المذكرة ، قمنا بإجراء دراسة تصميمية لنظام إمداد مياه الشرب للمنطقتين الجديدتين مزغيطان و أميزوي في ولاية جيجل من سد كيسير , بعد عرض الموقع بدأنا بتقدير الاحتياجات المائية لعام 2050 ثم انتقلنا الى تحديد حجم الخزانات والدراسة الفنية والاقتصادية وكذلك اختيار المضخة المناسبة لمشروعنا . في النهاية، تمت محاكاة شبكات توزيع المياه للموقعين 20 و 29 باستخدام برنامج " EPANET " .

الكلمات المفتاحية : سد كيسير، المضخة، الخزانات و شبكات توزيع المياه.

## *Abstract*

In this brief, we carried out a design study for a drinking water supply system for the new MEZGHITANE-AMEZOUÏ cities in the wilaya of Jijel from the Kissir dam. After the presentation of the site, we started estimating the water needs for 2050, then we moved on to the sizing of the reservoirs, the technical and economic study as well as the choice of the appropriate pump for our project; At the end, the operation of the water distribution networks for the two POS 20 and 29 was simulated using EPANET software.

Key words: Kissir Dam, pump, reservoirs and water distribution networks.