

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira -
Institut de Technologie



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة أكلي محمد أولحاج
- البويرة -
معهد التكنولوجيا

Département de Génie de l'Eau

Institut de Technologie

Rapport de soutenance

En vue de l'obtention de diplôme

De licence professionnelle en :

Génie de l'eau

THEME

*ÉTUDE D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DE LA REGION DRAA LAATACHE
COMMUNE DE BOUIRA*

Réalisé par :

-Chabane Nour El Houda Lydia

Encadré par :

-Mme. BALOUL Djohra

Maitre de conférences (IT-Bouira)

Corrigé par :

-Mr. DJAFER KHODJA Hakim

Maitre de conférences (IT-Bouira)

-Mr. HAMMID Hakim

Maitre-Assistant (IT-Bouira)

Année universitaire : 2019/2020

Remerciement

*Au nom d'Allah, le tout-miséricordieux, le très-miséricordieux
Louange est à Allah, Seigneur de tout l'univers et que la paix et le
salut soient sur celui qu'aucun prophète ne lui*

*Succède, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à toutes les
personnes qui m'ont aidé tout au long de mon travail. Notre
reconnaissance va plus particulièrement à : ma promotrice : Madame
Baloul pour leur contribution à l'élaboration de ce Mémoire.,
Monsieur Oulmi le subdivisionner de la direction de ressources
hydrauliques de la wilaya de Bouira pour ses directives et ses
conseils. Les ingénieures notre stage, pour leurs appréciations et
leurs remarques. L'ensemble des enseignants qui nous ont suivis
durant notre cycle d'étude.*

Et je remercié aussi mes copines Ahlem. Melissa et Mounia.

*Avec tous mon respect aux membres du jury qui nous forent l'honneur
d'apprécier mon travail*

ملخص

تتمثل دراستنا هذه في القيام بدراسة عملية تجديد شبكة مياه الشرب قرية ذراع لعطش و في هذه الدراسة قدمنا أولاً لمحة عامة عن الحالة الحالية لمختلف الموارد المائية، شبكة المياه و الخزانات المائية . بعد ها انتقلنا إلى حساب كمية الحاجيات المائية لسكان قرية ذراع لعطش إلى عام 2045. ثم نقوم بإنشاء شبكة توزيع المياه في هذه المنطقة، بكيفية تحقق جميع شروط الاستهلاك بعد ذلك ندرس بالتفصيل وسيلة من وسائل حماية أنابيب الدفع خاصة، من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية.

Résumé

Notre travail consiste à faire une étude de renouvellement du système d'alimentation en eau potable de village DRAA LAATECHE (Wilaya de BOUIRA) à travers cette étude que nous avons présentés, nous avons donnés en premier lieu un aperçu général sur la situation actuelle des différentes ressources hydraulique, réseau et des différents ouvrages de stockage, puis nous avons passés à l'estimation des besoin en eaux de la population de village DRAA LAATECHE jusqu'à l'année 2045 .Puis, nous allons projeter le réseau de distribution sur notre zone d'étude d'une façon à satisfaire les conditions de consommation. Nous avons abordé, par la suite, sur un moyen de protection de la conduite de refoulement, en particulier, contre un phénomène transitoire dit : Coup de bélier.

Abstract

Our work is to make a study of renewal system drinking water from the town of DRAA LAATECHE (W. BOUIRA) through this study that we presented before, we have given in the first place a general overview of the current situation respectful of hydraulic resources, network and various works of storage, then we switched to estimate Water needs of the population of the city until the year 2045. Then we will project the network of distribution in our zone of study with fashioning to satisfy the conditions of consuming. Finally, we will tackle a protection means of the repression pipes, particularly, against a transitory phenomenon called : the water hammer.

Sommaire

| | |
|--|----|
| Liste des tableaux..... | |
| Liste des figures..... | |
| Annexes..... | |
| Introduction générale..... | 01 |
| Chapitre I : présentation de la direction des ressources en eau (DRE). | |
| I-1 Introduction..... | 02 |
| I-2 Mission de la direction..... | 02 |
| I-3 Organigramme de la direction..... | 02 |
| I-4 Services de la direction..... | 03 |
| I-5 Conclusion..... | 05 |
| Chapitre II : présentation de site d'étude. | |
| II-1 Introduction..... | 06 |
| II-2 Situation géographique..... | 06 |
| II-3 Population..... | 07 |
| II-4 Situation géologique et hydrogéologique..... | 07 |
| II-5 Situation climatologique..... | 12 |
| II-6 Présentation hydrique..... | 14 |
| II-7 Conclusion..... | 16 |
| Chapitre III : Estimation des besoins en eau. | |
| III-1 Introduction..... | 17 |
| III-2 Evaluation de la population..... | 17 |
| III-3 Catégories des besoins..... | 18 |
| III-4 Estimation des besoins en eau..... | 18 |
| III-5 Etudes de variation de débit..... | 20 |
| III-6 Evaluation de la consommation horaire en fonction d'habitants..... | 24 |
| III-7 Conclusion..... | 27 |
| Chapitre IV : Etude des réservoirs. | |

| | |
|--|----|
| IV-1 Introduction..... | 28 |
| IV-2 Le rôle de réservoir..... | 28 |
| IV-3 Emplacement de réservoir..... | 29 |
| IV-4 Principe de fonctionnement..... | 29 |
| IV-5 Classification des réservoirs..... | 30 |
| IV-6 Détermination analytique de la capacité de réservoirs..... | 30 |
| IV-7 Equipements de réservoir..... | 35 |
| IV-8 Conclusion..... | 39 |
| Chapitre V : Adduction et pompage. | |
| V-1 Introduction..... | 40 |
| V-2 Choix de tracé..... | 40 |
| V-3. Type d'adduction..... | 40 |
| V-4 Choix de matériaux des conduites..... | 41 |
| V-5 Etude technico-économique..... | 43 |
| V-6 Adduction par refoulement..... | 43 |
| V-7 Adduction gravitaire..... | 49 |
| V-8 Conclusion..... | 50 |
| Chapitre VI : pose des canalisations contre la corrosion et le coup de bélier. | |
| VI-1 Introduction..... | 51 |
| VI-2 Pose des canalisations..... | 51 |
| VI-3 Accessoires..... | 59 |
| VI-4 Protection des conduites contre la corrosion..... | 68 |
| VI-5 Le coup de bélier..... | 70 |
| VI-6 Protection des conduites contre le coup de bélier..... | 73 |
| VI-7 Conclusion..... | 77 |
| Conclusion générale..... | 78 |
| Bibliographie..... | 85 |

Liste des tableaux

| | |
|--|-----|
| Tableau 01 : Superficie et apport hydrique moyen de quatre bassins versants..... | 10 |
| Tableau 02 : Caractéristiques des barrages de la wilaya de Bouira..... | 11 |
| Tableau 03 : La température moyen de la période (1997-2007) | 12 |
| Tableau 04 : La pluviométrie moyen mensuelle de la période (1997-2007) | 13 |
| Tableau 05 : Estimation de la consommation sur les différents horizons..... | 18 |
| Tableau 06 : Résultat de débit moyen journalier..... | 19 |
| Tableau 07 : Estimation de la consommation sur les différents horizons..... | 20 |
| Tableau 08 : les consommation journalières minimales et maximales..... | 22 |
| Tableau 09 : Les valeurs de Bmax..... | 213 |
| Tableau 10 : Répartition des débits horaires en fonction de nombre d'habitants..... | 24 |
| Tableau 11 : Variation des débits horaires..... | 26 |
| Tableau 12 : Calcul de la capacité de réservoir méthode tubulaire..... | 31 |
| Tableau 13 : Résultats de calcul HMT..... | 48 |
| Tableau 14 : Résultats de calcul des frais d'exploitations | 48 |
| Tableau 15 : Résultats de calcul des frais d'amortissements..... | 48 |
| Tableau 16 : Résultats de bilan..... | 48 |
| Tableau 17 : Coefficients de K et m, B pour les conduites en fonte..... | 49 |
| Tableau 18 : Résultats de calcul hydraulique de conduite d'adduction gravitaire..... | 50 |
| Tableau 19 : Les valeurs de K..... | 68 |
| Tableau 20 : Caractéristiques de la conduite de refoulement..... | 76 |
| Tableau 21 : Calcul de célérité d'onde de la conduite de refoulement..... | 76 |
| Tableau 22 : Calcul de capacité de réservoir d'air..... | 76 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure 01 : Organigramme de la direction de ressource en eau | 02 |
| Figure 02 : Localisation de la zone d'étude | 07 |
| Figure 03 : Carte géologique de la wilaya de Bouira | 09 |
| Figure 04 : Barrage Tilesdit | 16 |
| Figure 05 : Schémas d'un réservoir d'eau potable | 34 |
| Figure 06 : Adduction à chute libre | 35 |
| Figure 07 : Adduction noyée | 35 |
| Figure 08 : Emplacement de la conduite de distribution | 36 |
| Figure 09 : Conduite de vidange | 36 |
| Figure 10 : Système de by-pass | 37 |
| Figure 11 : Système à deux prises | 38 |
| Figure 12 : Système à siphon | 38 |
| Figure 13 : Pose des conduites en terre | 52 |
| Figure 14 : Les butées | 55 |
| Figure 15 : Remblayage de fouille | 58 |
| Figure 16 : Robinet vanne à opercule | 59 |
| Figure 17 : Robinet vanne à papillons | 59 |
| Figure 18 : Clapet anti-retours | 61 |
| Figure 19 : Ventouse triple fonction | 62 |
| Figure 20 : Jointes pour canalisation en fonte | 65 |
| Figure 21 : Manomètres | 66 |
| Figure 22 : Joints pour canalisations en fonte | 68 |
| Figures 23 : Protection des conduites contre la corrosion | 69 |
| Figure 24 : Principe de disposition de réservoir d'air contre coup de bélier..... | 70 |
| Figure 25 : Variation de volume d'air au cours des phases de fonctionnement | 72 |

Annexes

| | |
|--|----|
| Annexe 01 : La pompe utilisée dans le refoulement..... | 79 |
| Annexe 02 : Abaque de M. VIBERT..... | 80 |
| Annexe 03 : Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile..... | 81 |
| Annexe 04 : Réservoir d'air..... | 82 |
| Annexe 05 : Le tracé d'adduction..... | 83 |

Introduction générale

En tant qu'élément de base indispensable à la vie, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier. Cependant avec l'apparition de collectivités et le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main, l'urbanisation restreignait la diversité des sources d'approvisionnement. Par ailleurs, l'alimentation en eau potable est une technique qui consiste à transporter l'eau à un débit généralement constant depuis le prélèvement dans le milieu naturel, jusqu'au robinet de l'abonné.

Par ailleurs, l'alimentation en eau potable est une technique qui consiste à transporter l'eau à un débit généralement constant depuis le prélèvement dans le milieu naturel, jusqu'au robinet de l'abonné.

Dans ce cadre, s'inscrit le thème de mon projet de fin d'études, où j'ai choisi d'étudier un projet d'alimentation en eau potable d'un petit village « DRAA LAATECHE » commune de Bouira.

Notre plan de travail s'articulera en plusieurs chapitres organisés de la manière suivante :

- Nous débuterons par une présentation globale de l'entreprise accueillante, ainsi que la zone d'étude dans laquelle nous nous basons sur la situation actuelle de l'alimentation en eau potable de la zone concernées. Ces dernières sont l'objet du deuxième chapitre.
- Le troisième chapitre constituera l'évaluation des besoins en eau des différentes catégories consommatrices.
- Par la suite, le quatrième chapitre sera consacré au dimensionnement de l'ouvrages de stockage ainsi que la vérification de leur capacité.
- La partie dimensionnement du réseau d'adduction, sera présentée dans le cinquième chapitre.
- Et on termine cette étude avec l'étude du système de protection nécessaire contre le phénomène du coup de bélier dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau. Ce dernier est l'objet du sixième chapitre.

Chapitre I :

**Présentation de la direction
des ressources en eau**

(DRE)

I-1 Introduction :

La direction des ressources en eau est une organisation étatique qui permet à préserver et protéger l'utilisation rationnelle des ressources en eau, elle applique la réglementation régissant les ressources en eau.

I-2 Missions de la direction des ressources en eau :

- Veiller à la sauvegarde, préservation, protection et l'utilisation rationnelle des ressources en eau.
- Recueillir et analyser les données relatives aux activités de recherche d'exploitation, de production, de stockage et de distribution de l'eau pour les usages domestiques, agricoles ou industriel.
- Veiller à l'application de la réglementation régissant les ressources en eau.

I-3 Organigramme de la Direction de Wilaya :

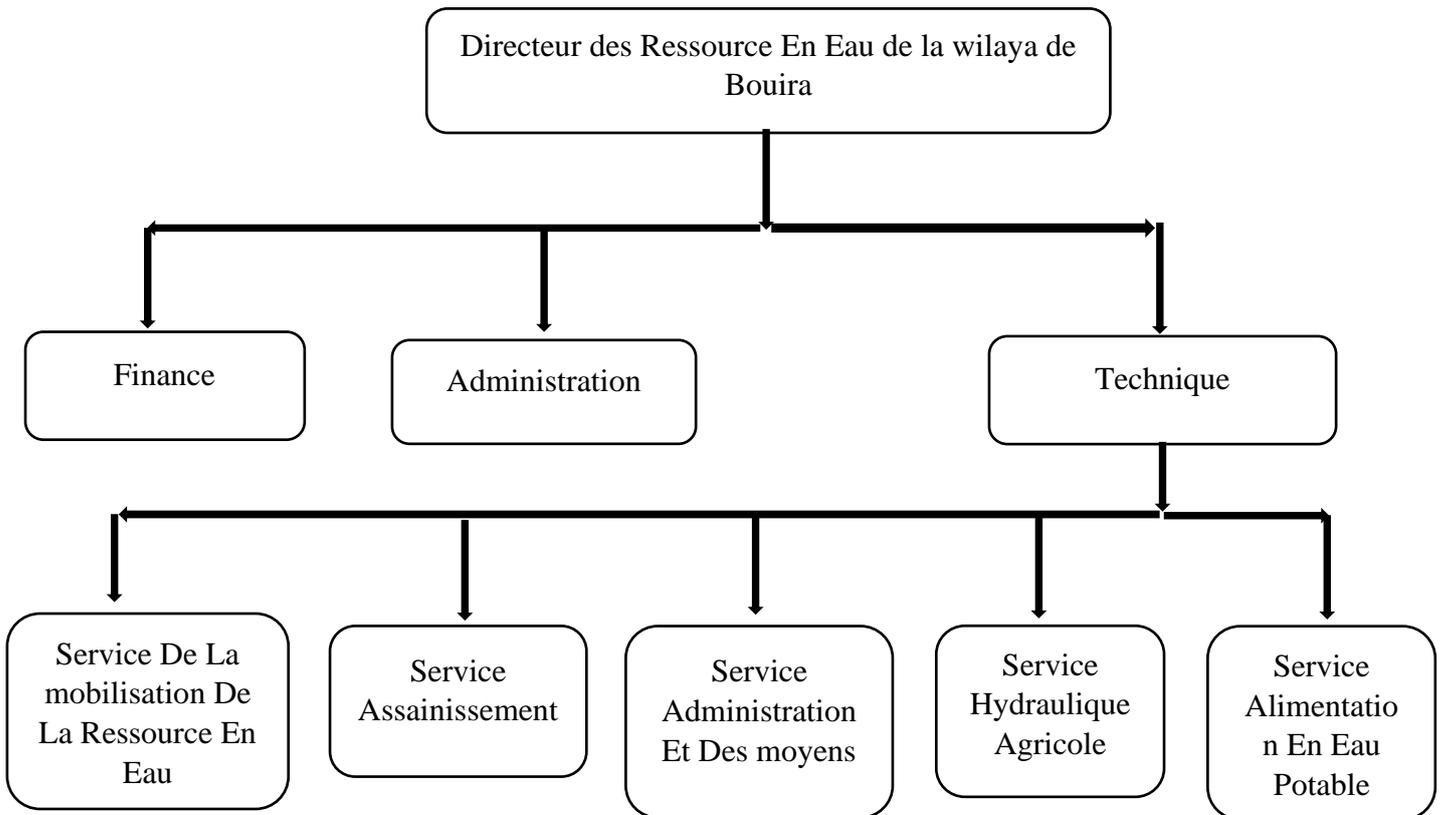


Figure 01 : *Organigramme de la direction des ressources en eau (d'après la DRE)*

I.4 Les services de la direction :

I.4.1 Service de modélisation des ressources en eau :

- **Ce service est chargé de :**

-D'élaborer un programme d'action pour la mobilisation de la ressource superficielle et d'assurer la maîtrise d'ouvrage, le suivi de la réalisation des différents projets.

- De veiller au respect des normes de réalisation des ouvrages.

- De veiller à la bonne exploitation, gestion ainsi que l'entretien de différents ouvrages de mobilisation de la ressource.

- De constituer une banque de données sur la connaissance, la mobilisation, l'utilisation et la conservation de l'eau au niveau la Wilaya.

- **Les différents Bureaux constituant le service :**

Ce service est composé de 3 bureaux à savoir :

- Bureau de la mobilisation des eaux superficielles.

- Bureau de la mobilisation des eaux souterraines.

- Bureau de suivi de la gestion et de l'exploitation des ouvrages de mobilisation des eaux et de la protection du domaine public hydraulique

I.4.2 Service de la mobilisation en eau potable :

- **Il est chargé de :**

- De participer aux études ainsi qu'à la programmation des projets d'alimentation en eau potable.

- D'assurer la maîtrise de l'ouvrage, le suivi de la réalisation du projet d'alimentation en eau potable ainsi que de veiller au respect des normes de réalisation du projet.

- De veiller à la bonne gestion et au bon fonctionnement du service public d'alimentation en eau potable.

- **La composition du service :**

Le service est constitué de 03 bureaux à savoir :

- Bureau des études et de la programmation des projets.
- Bureau de suivi de la réalisation des projets.
- Bureau des services publics de l'alimentation en eau potable.

I.4.3 Service de l'assainissement :

- **Ce service est chargé de :**

- De participer aux études et à la programmation des projets d'assainissement et de protection contre les inondations.
- D'assurer la maîtrise d'ouvrage et le suivi de la réalisation des projets d'assainissement et de protection contre les inondations et de veiller au respect des règles de constructions de ces ouvrages.
- De participer au choix des procédés et des techniques d'assainissement et d'épuration.
- De veiller au bon fonctionnement de service public lié à l'assainissement et au respect des normes de gestion et d'exploitation des infrastructures y afférentes.

- **Composition du service :**

Ce service est aussi composé de 03 bureaux :

- Bureau des études et de la programmation des projets.
- Bureau du suivi de la réalisation des projets.
- Bureau du service public d'assainissement et de la protection de la ressource.

I.4.4 Service de l'hydraulique agricole :

- **Ce service est chargé de :**

- De participer à l'élaboration des programmes de développement de la petite et moyenne hydraulique, et d'assurer le suivi ;

- De veiller à l'application de la réglementation ainsi que les normes ; d'exploitation des infrastructures d'irrigation et de drainage.

- **Composition du service :**

Ce service est composé de 02 bureaux :

- Bureau des études et des travaux.
- Bureau de suivi de la gestion et de l'exploitation.

I.4.5 Service de l'administration et des moyens :

- **Ce service est chargé de :**

- Participer à l'élaboration des budgets d'équipements et de fonctionnement ainsi que leurs exécutions.
- De gérer et de veiller à la préservation du patrimoine.
- D'élaborer et d'exécuter les plans de gestion de la ressource humaine et de la formation des personnels.
- D'introduire et de suivre les affaires contentieuses.

- **Composition du service :**

Ce service est composé de 03 Bureaux :

- Bureau du Budget, de la comptabilité et du patrimoine.
- Bureau du contentieux, de la réglementation et des marchés publics.
- Bureau des ressources humaines et de la formation.

I.5 Conclusion :

La direction des ressources en eau applique et au suivi de la mise en œuvre de la réglementation dans le domaine de développement, aménagement, exploitation ainsi que l'entretien des infrastructures destinées à l'alimentation en eau potable, à l'assainissement et à l'irrigation.

Chapitre II :

Présentation de site d'étude

II.1 Introduction :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude de site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. Parmi ces facteurs nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettra de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux, par exemple : le choix des engins à utiliser, le choix du type de matériaux pour les canalisations... et de ce fait mener à bien notre travail.

II.2 Situation géographique :

La région se situe au sud-ouest de la ville de Bouira et dans la wilaya de Bouira.

Elle est traversée par deux voies :

La RN. N° 5 et l'AUTOROUTE a L 'EST C.W.127 à l'ouest vers SOUR EL GHEZLAN

Elle est délimitée

-au Nord par DRAA ELBORDJ -au sud par la commune d'OUED ELBERDI -à l'Est par l'AUTOROUTEEST-OUEST

-à l'Ouest par OULED BELLIL



Figure 02 : localisation de la zone d'étude (D'après site d'internet)

Remarque : la flèche dans la figure 03 représente la zone d'étude (la commune de DRAA LAATECHE par rapport à la wilaya de BOUIRA).

II.3 Population :

D'après le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2014, la population du chef-lieu DRAA LAATACH s'élève à $P=1100$ habitants (d'après les données recueillies au niveau de l'APC) qui s'est traduit par un taux d'accroissement $T=3.8\%$.

II.4 Situation géologique et hydrogéologique :

II.4.1 Situation géologique :

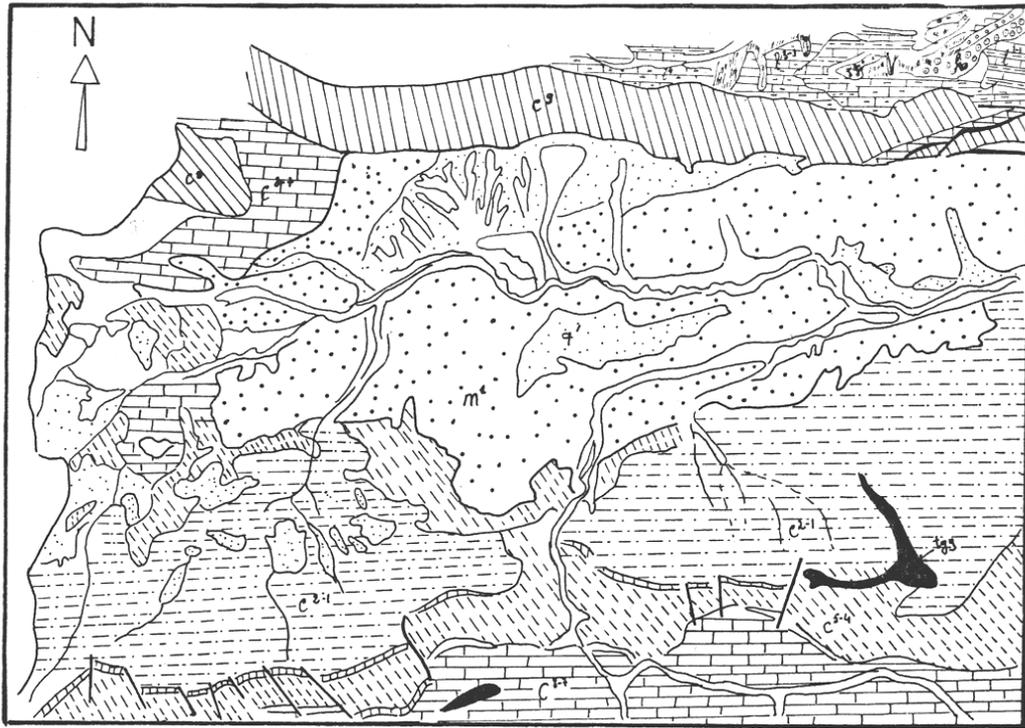
En basant sur les cartes géologiques de Bouira et de Tazmalt au 1/50 000^{ème} établies en 1912 et celle d'El Esnam par J.Savornin en 1923, les substratums géologiques dominants sont les affleurements du crétacé qui occupent tout l'atlas, et le Sud de la wilaya et forme une couronne du versant Sud de Djurdjura

On note aussi :

- ✓ L'oligocène : il couvre le Nord de la wilaya, ainsi qu'une vaste superficie entourant les dépôts quaternaires du plateau de Bouira et des vallées d'oued El Dhous et Oued Sahel.
- ✓ Les dépôts quaternaires : occupent la vallée de l'oued Isser et surtout la grande formée de la plaine de Aribis (Bir Ghablou et Ain Bessam), du plateau de Bouira et la large vallée de l'oued Dhous et oued Sahel

II-4-2 Situation hydrologique :

Les ressources hydriques établies s'élèvent à 55,4 Hm³.



légende

e : 1/500.000

- | | | | |
|--|---|--|--|
| | éboulis de pente et brèches consolidés | | (c ²⁻¹) albien argiles schisteuses, grès et quartzites |
| | (a ¹) alluvions actuelles récentes. cône de déjections | | (c ⁹) albien, aptien et crétacé inf. argile et grès, flysch de Djindjua |
| | (q ²) alluvions anciennes du plateau supérieur | | (l ⁴) lias sup. calcaires, calcites et marne calcaires |
| | (m ²) miocène dépôts continentaux, argiles rouges et conglomérats. Remplissage de la vallée de la Soummam | | (l ³⁻¹) lias inf. calcaires, dolomies micacées et dolomies micacées |
| | (e ¹) éocène : marnes sableuses, calcaires et micro-brèches | | (tgy) Trias : Trias gypseux - complexe gypso-salifère et argileux |
| | (c ⁸⁻¹) sénonien marnes noires et calcaires à patine jaunâtre | | (rt) trias et Permian-Triassic. grès micacés, calcaires micacés et muschelkalk |
| | crétacé sup. : flysch, marnes schisteuses et marne calcaires | | (h) carbonifère schistes, grès, conglomérats et quartzites, grès rouges de Djindjua. |
| | (c ⁵⁻⁴) cénomanien calcaires et marne calcaires lités | | |
| | craconien calcaires lités et marnes grises ou noires | | |

Figure 03 : Carte géologique de Bouira (source _DRE)

- Soit 35,5 Hm³ en eau souterraine ;
- Et 19,9 Hm³ en eaux de surfaces. (DHW, 2008)

a) Les eaux superficielles :

Les potentiels des eaux de surfaces sont estimés à 561 Mm³/an. (DHW, 2008)

La wilaya de Bouira est située au début de 04 bassins versants, la répartition des potentialités en eau de surface est représentée dans le tableau suivant :

Tableau 01 : Superficie et apport hydrique moyen des quatre bassins versant

| Bassin versant | Superficie du bassin (km ²) | Superficie de wilaya occupée par le B-V | Ecoulement | | Précipitations moyennes (mm) |
|----------------|---|---|-----------------------------|--|------------------------------|
| | | | Apport Hm ³ /an) | Débit (m ³ /s/km ²) | |
| Isser | 4 150 | 1 166 | 135 | 4,3 | 700 |
| Soummam | 9 090 | 2 440 | 380 | 2,2 | 650 |
| Houdna | 2 200 | 675 | 35 | 1 | 300 |
| Hamiz | 1 800 | 56 | 11 | 0,35 | 550 |
| Total | - | - | 561 | 7,85 | 550 |

Source : DHW (2009)

Remarque : le bassin versant qui correspond à notre zone d'étude c'est le bassin versant de Soummam.

- Les eaux de ruissellement du BV Isser sont mobilisées à 70% par le barrage Koudiet Acerdoune ;
- Les eaux de ruissellement du BV de la Soummam sont les plus importantes, la mobilisation se fait grâce aux retenues collinaires et les deux barrages Lakhel et Tilsdit déjà réalisés.
- La faible pluviométrie du BV de Houdna entraîne un faible ruissellement 35millions de m³/an au maximum et difficilement mobilisable.

- Les eaux de ruissellement dans le BV de Hamiz sont mobilisées à l'aval dans la wilaya de Boumerdès. (DHW ,2009).

✚ Les barrages :

Quatre barrages couvrent une capacité totale de 948Hm³ avec un volume total régularisé de 303Hm³.

Tableau 02 : Caractéristiques des barrages dans la wilaya de Bouira

| Barrages | Coordonnées l'Ambert (km) | | B.V | Nom de l'Oued | Volume régularisé (Hm ³) | Capacité totale (Hm ³) | Capacité utile (Hm ³) |
|----------------------|------------------------------|-----------|---------|------------------|--|--|--------------------------------------|
| | X (km) | Y (km) | | | | | |
| Lakhel | 591 ,56 | 329,7 | Soummam | Lakhel | 17 | 30 | 25 |
| Tilsdit | 626 ,17 | 340,02 | Soummam | El Dhous | 73 | 167 | 245 |
| Koudiet Acerdoune | 580 ,1 | 357,7 | Isser | Isser | 178 | 640 | 450 |
| Bouhamou d | 571,6 | 362 | Isser | Bouhamoud | 35 | 41 | 32,5 |

Source : DHW (2009)

Remarque : le barrage qui correspond à notre zone d'étude c'est barrage Tilesdit.

✚ Retenues collinaires :

Elles sont destinées essentiellement pour l'irrigation. Actuellement la wilaya de Bouira dispose de 32 retenues collinaires, la plus part situées autour du plateau de Bouira et la grande vallée de (Oued EL Dhous, Oued Sahel.....).

b) Les eaux souterraines :

Le potentiel hydrogéologique de la wilaya se situe principalement dans la région Nord :

- Les allées Oued Isser et Oued Sahel ;
- Les plateaux de Bouira, Bled El-Madjen et El Asnam ;

- La pleine des Arribs ;
- Les vallées d'Oued Djenan.

Le principal problème de l'exploitation des ressources souterraines est lié soit :

- Aux conditions hydrologiques défavorables ;
- Aux nappes sont toutes exposées aux effets négatifs induits soit par des pollutions, des extractions abusives de sables, soit par l'exploitation à saturation et l'urbanisation ;
- Manque d'équipements et d'énergie.
- Par la présence d'autres forages à proximité.

II.5 Situation climatologique :

II.5.1 Climat :

Les données climatiques de la ville d'DRAA LAATECHE sont conforme au climat continental à étage bioclimatique semi-aride supérieur. Avec un hiver froid et humide et un été chaud et sec.

D'après la station météorologique d'AIN BESSAM.

II.5.2 Température :

Notre région d'étude présente un hiver rigoureux et un été chaud, avec des amplitudes annuelles fortes atteignant respectivement 5° et 30°. La station d'Ain-Bessem considéré représentative de la wilaya a enregistré des moyennes mensuelles des onze dernières années qui sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau 03 : *Les températures moyennes de la période (1997-2007)*

| Mois | Jan. | Fév. | Mars | Avr. | Mai. | Juin | Juil | Août | Sep. | Oct. | Nov. | Déc. |
|------------------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| Température (°C) | 7,84 | 8,52 | 10,41 | 14,15 | 19,52 | 24,93 | 28,06 | 27,42 | 22,71 | 19,37 | 12,45 | 8,85 |

Station météorologique d'Ain-Bessem (2008)

A partir des valeurs montrées dans le tableau ci-dessus, nous pouvons classer deux périodes :

- Une période chaude correspondante aux mois Juin, Juillet, Août et Septembre de températures respectives : 24,93 ; 28,06 ; 27,42 ; 22,71.
- Une période froide correspondante aux mois Décembre à Mars de températures respectives : 8,58 ; 7,84 ; 8,52 ; 10,41.

La température moyenne maximale est de 28,09°C, et celle minimale est de 7,84°C.

II-5-3 Humidité :

Notre région connaît des taux d'humidité relativement élevés, surtout pour la période novembre-mars où ils atteignent 70% à 80%, ces taux varient de 40% à 63% entre Avril et octobre. Cette humidité explique l'existence de deux saisons

- Une saison humide : Automne et Hiver.
- Une saison sèche : Eté.

D'après la station météorologique d'AIN BESSAM.

II-5-4 Pluviométrie :

Elle est caractérisée par l'irrégularité et l'agressivité, elle est suffisante en hiver et faible en été, se situant autour de 200 mm/an dans la zone Sud, elle augmente au niveau des plaines du centre (500 mm/an) pour culminer sur les hauteurs montagneuses Nord et la zone de Lakhdaria à plus de 700 mm/an.

En matière de répartition des précipitations, nous relevons une période humide s'étalant d'Octobre à Mars, suivie d'une période sèche de Juin à Aout.

Tableau 04 : *La pluviométrie moyenne mensuelle de la période (1997-2007)*

| Mois | Jan | Fév. | Mars | Avr. | Mai. | Juin. | Juil. | Aout | Sept. | Oct. | Nov. | Déc. |
|-------------------------------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|
| Précipitation (mm) | 56,5 | 52,5 | 41,78 | 47,77 | 50,15 | 5,93 | 4,17 | 12,65 | 39,37 | 42,61 | 49,1 | 66,25 |

Source : station météorologique d'Ain Bessem (2008).

Dans ce tableau on remarque que le mois le plus pluvieux correspond au mois de Décembre de 66,25mm et le mois le moins pluvieux correspond au mois de Juillet de 4,17mm.

Les précipitations moyennes mensuelles sont caractérisées par une croissance qui s'étend de mois de Septembre jusqu'au mois de Décembre, une décroissance qui s'étend de mois de Janvier jusqu'au mois de Mars.

II.5.5 Vents :

Cette région est caractérisée par des vents chauds et secs en Eté ; froids et secs en Hiver. la direction dominante des vents est l'ouest-nord-ouest entre Octobre et Mai et est-sud-est durant la période estivale.

D'après la station météorologique d'AIN BESSAM.

II.6 Présentation hydraulique :

Cette agglomération est située sud-est de chef-lieu, non loin de Ouled Bellil son alimentation eau potable se fait à partir d'une conduite principale provenir de barrage Tilesdit (piquage).

D'après les études de la (DRE)

II.6.1 Barrage de Tilesdit :

Le barrage de Tilesdit est situé sur l'oued El Dhous dans la commune de Bechloul à environ 47 km au Nord Est du chef-lieu de la wilaya de Bouira, il a été mis en eau à partir du l'an 2003 .

Les eaux de ce barrage dont la capacité est de 167 Hm³ soit 167 millions de m³ sont affectées comme suit :

- AEP : ville de Bouira et communes limitrophes : 20,23 Hm³/an ;
- AEI : zone industrielle de Sidi Khaled : 1,15 Hm³/an ;
- Irrigation :
 - Plateaux d'El Asnam (2 200 Ha) : 12 Hm³/an ;
 - Vallée du Sahel (3 400 Ha) : 27,2 Hm³/an.

II.6.2 Caractéristiques générales du barrage :

Le barrage de Tilesdit appartient au bassin versant de la Soummam, caractérisé par :

- Surface de bassin versant : 843 Km² ;
- Précipitations moyennes : 655 mm/an ;
- Apports solides : 698 000T/an ;
- Apports moyens annuels : 83 Hm³.

Il est constitué par une digue en terre avec noyau argileux, d'une longueur en crête de 452 m et de 65 m de hauteur au-dessus du lit de l'oued, une largeur de base de 256 m et un volume de remblais de 3 360 000 m³, à la côte 399,00 m NGA, il comporte :

- Une tour de prise d'eau de 70 m de hauteur, munie de deux pertuis de prise ;
- Une vidange de fond de 355 m de longueur ;
- Une galerie d'injection de 150 m de longueur ;
- Un évacuateur de crues comprenant :
- Un déversoir de largeur de 315 m
- Un coursier de 315 m de longueur et 50 m de largeur ;
- Un canal de restitution.

Le barrage de Tilesdit crée une retenue de caractéristiques suivantes :

- Niveau de la retenue normale : 399,00 m NGA ;
- Niveau des plus hautes eaux : 425,50 m NGA ;
- Capacité totale de la retenue : 167 Hm³ ;
- Capacité utile : 147 Hm³ ;
- Volume régularisé : 73 Hm³ ;
- Crue du projet : 525 m³/s ;
- Crue de chantier : 85 m³/s.



Figure 04 : *Barrage Tilesdit (la source d'alimentation de notre zone d'étude)*

II.7 Conclusion :

A la lumière de l'étude de ce chapitre, nous avons eu des informations sur les caractéristiques de la région d'étude à savoir : la géographie, la topographie, les ressources en eau, et les caractéristiques climatologiques (la température, la pluviométrie... etc.). Ces différentes caractéristiques vont nous permettre de procéder à l'étude de l'alimentation en eau potable de la région.

La connaissance des différentes ressources en eau existantes nous permettra aussi de réfléchir et choisir le système d'approvisionnement en eau le plus efficace pour cette région.

CHAPITRE III :

Estimation des besoins en eau

III.1 Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit, etc.). Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs à savoir l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population...etc. Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

III.2 Evaluation de la population :

Cette analyse est essentielle pour toutes les actions d'aménagement qui seront programme pour satisfaire les besoins en eau de la population.

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

$$P_n = P_0(1 + t)^n$$

Avec :

- P_n : Population pour l'horizon considéré.
- P_0 : Population à l'année de référence.
- t : Taux d'accroissement annuel de la population.(%) $t=3.8\%$ (d'après les données recueillies au niveau de l'APC)
- n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.
- D'après les statistiques de l'APC BOUIRA, le nombre d'habitants à l'année de recensement 2014 est 1100 habitants.

Tableau 05 : Estimation de la population sur les différents horizons

| COMMUNE | TAUX (%) | ANNEES | | | |
|------------------|-------------|--------|------|------|------|
| | | 2014 | 2020 | 2035 | 2050 |
| Draà laàteche | 3.8 | 1100 | 1376 | 1925 | 3368 |

Donc à l'horizon 2050, le nombre d'habitants de la zone d'étude sera de 3368 habitants.

III.3 Catégories des besoins :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins sanitaires
- Besoins administratifs
- Besoins socioculturels
- Besoins du bétail

III.4 Estimation des besoins :

III.4.1 Choix de la norme unitaire de la consommation :

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau potable dépend essentiellement de développement sanitaire et les habitudes de la population. Vu le caractère urbain de la zone à alimenter, et d'après l'analyse de notre source à exploiter les besoins seront estimés sur la base de la dotation de **180 l/j/hab**. D'après l'APC de la wilaya de BOUIRA.

III.4.2 Les Besoins domestiques :

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{1}{1000} * Di * Ni \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: consommation moyenne journalière en m³/j.
- Di : dotation journalière en l/j/hab.
- Ni : nombre de consommateurs.

Dotation pour différentes populations :

Pour notre projet les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 180 l/j/hab. (d'après les données recueillies au niveau de l'APC) pour l'année 2050.

Tableau 06 : le résultat de débit moyen journalier

| Années | 2020 | | | 2035 | | | 2050 | | |
|------------------|------------|----------------|---|------------|----------------|---|------------|----------------|---|
| | P (hab) | D (l/j/hab) | Q _{moy j} (m ³ /j) | P (hab) | D (l/j/hab) | Q _{moy j} (m ³ /j) | P (hab) | D (l/j/hab) | Q _{moy j} (m ³ /j) |
| Draà laâteche | 1376 | 180 | 247.68 | 1925 | 180 | 346.50 | 3368 | 180 | 606.24 |

III.4.3 Estimation de la consommation sur l'horizon de (30ans) 2020-2050 :

En supposant que des équipements seront mis en place dans le futur, on peut estimer la consommation moyenne journalière en affectant pour chaque type de consommateur sa dotation qui lui est procurée, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 07 : Estimation de la consommation sur l'horizon considéré (30ans)

| N° | DÉSIGNATION DU CONSOMMATEUR | NOMBRE | DOTATION l/j/cons | CONSOMMATION JOURNALIÈRE (m ³ /j) |
|--------------|-----------------------------|--------|-------------------|--|
| 01 | HABITANTS | 3368 | 180 | 606.24 |
| 02 | ÉQUIPEMENT SANITAIRE | 4 lits | 600 | 2.4 |
| 03 | ÉCOLE PRIMAIRE | 500 | 10 | 5 |
| 04 | MOSQUÉE | 1000 | 50 | 50 |
| TOTAL | | | | 663.64 |

- A l'horizon 2050, les besoins moyens journaliers totaux de la zone d'étude seront de **663.64 (m³/j)**.

III.5 Etude de variation du débit :

III.5.1 Variation de la consommation journalière :

Au cours de l'année la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale. Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

- ✚ **Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$)** : L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de Q_{maxj} sur le Q_{moyj} , nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport suivant :

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

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par K_{maxj}

Avec :

- $Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier ;
- $Q_{moy,j}$: Débit de consommation moyen journalier ;

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre 1,1 et 1,3.

Pour notre cas on prend $K_{max,j} = 1,2$

- ✚ **Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$)** : Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$K_{min,j} = Q_{min,j}/Q_{moy,j}$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier.

$K_{min,j}$ varie de 0,7 à 0,9.

Pour notre cas on prend $K_{min,j} = 0.8$

- ✚ **Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$)** : Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante

$$Q_{max j} = K_{maxj} \times Q_{moy j}$$

Donc : $Q_{max j} = 1,3 \times Q_{moy j}$

- ✚ **Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$)** : Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{min j} = K_{min j} \times Q_{moy j}$$

Donc : $Q_{min j} = 0,8 \times Q_{moy j}$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées par le tableau suivant :

Tableau 08 : les consommations journalières maximales et minimales

| Localité | $Q_{moy j}$ (m ³ /j) | $K_{min j}$ | $Q_{min j}$ (m ³ /j) | $K_{max j}$ | $Q_{max j}$ (m ³ /j) |
|---------------|---------------------------------|-------------|---------------------------------|-------------|---------------------------------|
| Draa Laateche | 663.64 | 0.8 | 530.91 | 1.2 | 796.37 |

III.5.2 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 probable. Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

- ✚ **Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$)** : Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,1 à 1,3 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend : $\alpha_{max} = 1,2$.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 09 : Les valeurs de β_{max}

| Habitant | <1000 | 1500 | 2500 | 4000 | 6000 | 10000 | 20000 | 30000 | 100000 |
|----------|-------|------|------|------|------|-------|-------|-------|--------|
| Bmax | 02 | 1.8 | 1.6 | 1.5 | 1.4 | 1.3 | 1.2 | 1.15 | 1.1 |

Pour notre cas : nous avons un nombre d'habitants de 2795, donc :

$$4000 - 2500 \longrightarrow 1,5 - 1,6$$

$$3368 - 2500 \longrightarrow \beta_{max} - 1,6$$

$$1500 \longrightarrow - 0,1$$

$$868 \longrightarrow \beta_{max} - 1,6$$

$$\beta_{max} = 1,6 + (868 \times (-0,1) / 1500) = 1,542$$

$$\text{Donc : } K_{max,h} = 1,2 \times 1,542 = 1,850$$

III-5-3 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³/h ;

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m³/j;

Donc : $Q_{moy,h} = (796.37/24)$.

$$Q_{moy,h} = 33.18 \text{ m}^3/\text{h}$$

III.5.4 Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \times Q_{moy,h}$$

$$Q_{max,h} = 1.850 \times 33.18$$

$$Q_{max,h} = 61.38 \text{ m}^3/\text{h}$$

III.6 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

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

Tableau 10 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

| Heures | Nombre d'habitants | | | | |
|--------|--------------------|---------------|----------------|----------------|------------------------------|
| | Moins de 10000 | 10000 à 50000 | 50000 à 100000 | Plus de 100000 | Agglomération de type rurale |
| 0-1 | 01 | 1.5 | 03 | 3.35 | 0.75 |
| 1-2 | 01 | 1.5 | 3.2 | 3.25 | 0.75 |
| 2-3 | 01 | 1.5 | 2.5 | 3.3 | 01 |

| | | | | | |
|-------|-----|------|-----|------|-----|
| 3-4 | 01 | 1.5 | 2.6 | 3.2 | 01 |
| 4-5 | 02 | 2.5 | 3.5 | 3.25 | 03 |
| 5-6 | 03 | 3.5 | 4.1 | 3.4 | 5.5 |
| 6-7 | 05 | 4.5 | 4.5 | 3.85 | 5.5 |
| 7-8 | 6.5 | 5.5 | 4.9 | 4.45 | 5.5 |
| 8-9 | 6.5 | 6.25 | 4.9 | 5.2 | 3.5 |
| 9-10 | 5.5 | 6.25 | 4.6 | 5.05 | 3.5 |
| 10-11 | 4.5 | 6.25 | 4.8 | 4.85 | 06 |
| 11-12 | 5.5 | 6.25 | 4.7 | 4.6 | 8.5 |
| 12-13 | 07 | 05 | 4.4 | 4.6 | 8.5 |
| 13-14 | 07 | 05 | 4.1 | 4.55 | 06 |
| 14-15 | 5.5 | 5.5 | 4.2 | 4.75 | 05 |
| 15-16 | 4.5 | 06 | 4.4 | 4.7 | 05 |
| 16-17 | 05 | 06 | 4.3 | 4.65 | 4.5 |
| 17-18 | 6.5 | 5.5 | 4.1 | 4.35 | 3.5 |
| 18-19 | 6.5 | 05 | 4.5 | 4.4 | 06 |
| 19-20 | 05 | 4.5 | 4.5 | 4.3 | 06 |
| 20-21 | 4.5 | 04 | 4.5 | 4.3 | 06 |
| 21-22 | 03 | 03 | 4.8 | 3.75 | 03 |
| 22-23 | 02 | 02 | 4.6 | 3.75 | 02 |
| 23-24 | 01 | 1.5 | 3.3 | 3.7 | 01 |

Source (polycops SALAH.B)

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

Pour notre cas on choisit la répartition moins de 10000 hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année 2050 sera 3368 hab.), dont la partition est indiquée dans le tableau suivant :

Tableau 11 : Variation des débits horaires

| Heures | Consommation totale $Q_{\max,j} = 796.37 \text{ m}^3/\text{j}$ | | Courbe de la consommation cumulée (Intégrale) | |
|--------|---|-------------------|---|-------------------|
| | % | m ³ /h | % | m ³ /h |
| 0—1 | 1 | 7.9637 | 1 | 7.9637 |
| 1—2 | 1 | 7.9637 | 2 | 15.9274 |
| 2—3 | 1 | 7.9637 | 3 | 23.8911 |
| 3—4 | 1 | 7.9637 | 4 | 31.8548 |
| 4—5 | 2 | 15.9274 | 6 | 47.7822 |
| 5—6 | 3 | 23.8911 | 9 | 71.6733 |
| 6—7 | 5 | 39.8185 | 14 | 111.4918 |
| 7—8 | 6.5 | 51.7640 | 20.5 | 163.2558 |
| 8—9 | 6.5 | 51.7640 | 27 | 215.0199 |
| 9—10 | 5.5 | 43.8003 | 32.5 | 258.8202 |
| 10—11 | 4.5 | 35.8366 | 37 | 294.6569 |
| 11—12 | 5.5 | 43.8003 | 42.5 | 338.4572 |
| 12--13 | 07 | 55.7459 | 49.5 | 394.2031 |
| 13--14 | 07 | 55.7459 | 56.5 | 449.9490 |
| 14--15 | 5.5 | 43.8003 | 62 | 493.7494 |
| 15--16 | 4.5 | 35.8366 | 66.5 | 529.5860 |
| 16--17 | 05 | 39.8185 | 71.5 | 569.4045 |
| 17--18 | 6.5 | 51.7640 | 78 | 521.1686 |
| 18--19 | 6.5 | 51.7640 | 84.5 | 672.9326 |
| 19--20 | 05 | 39.8185 | 89.5 | 712.7511 |
| 20--21 | 4.5 | 35.8366 | 94 | 748.587 |
| 21--22 | 03 | 23.8911 | 97 | 772.4789 |
| 22--23 | 02 | 15.9274 | 99 | 788.4063 |
| 23--24 | 01 | 7.9637 | 100 | 796.37 |

III.7 Conclusion :

A travers ce chapitre, nous faisons une estimation générale des besoins en eau de notre zone d'étude. Pour compenser le débit des fuites, la consommation moyenne journalière a été majorée de 20%, le débit maximum journalier est calculé avec $K_{\max,j}=1,2$.

Il en ressort clairement d'après les résultats du bilan ressources-besoins que les ressources existantes ne sont pas et ne seront pas suffisantes, Donc pour remédier ce déficit nous avons envisagé de faire une nouvelle chaîne d'alimentation en eau potable.

CHAPITRE IV :

Etude des réservoirs

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on présentera un ouvrage d'une grande utilité dans un projet d'alimentation en eau potable, à savoir que le réservoir est l'organe intermédiaire entre l'adduction et la distribution. C'est un ouvrage aménagé pour contenir de l'eau, soit destinée à la consommation publique, soit à l'usage industriel.

Notre région d'étude va prendre en charge un accroissement de la population, ce qui va sûrement engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockage nécessaires et les vérifier de telle façon qu'on assure le meilleur fonctionnement de notre réseau.

IV.2 Le rôle des réservoirs

En dehors de leur rôle primordial, qui est le stockage, les réservoirs présentent les avantages suivants :

- **Rôle de régulateur et accumulateur** : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égaux au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de pompage.
- **Augmentation des pressions** : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- **Gain d'énergie au niveau de la station de pompage** : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie.
- **Utilité pour briser la charge** : si le terrain présente un relief très accidenté en certains points de réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.
- **Stockage de la réserve d'incendie.**
- **Milieu où on peut désinfecter le réseau à l'aide du chlore.**

IV.3 Emplacement du réservoir :

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. 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.

Son implantation découle de considérations très diverses, techniquement on a intérêt à placer les réservoirs au voisinage du centre de gravité des zones à desservir mais diverses considérations peuvent amener à s'écarter notablement de cette position techniquement optimale on peut citer :

- Le modèle du terrain naturel.
- La possibilité de trouver des terrains disponibles à un prix acceptable.
- Les servitudes éventuelles de hauteur.
- La nature du sol (fondation).
- La taille du réservoir.

Mais, le meilleur emplacement ne sera déterminé qu'après une étude locale qui tiendra compte des frais des facteurs économiques, esthétiques, des coûts des conduites, des réservoirs et éventuellement des stations de pompage.

IV-4. Principe de fonctionnement :

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

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

IV.5 Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés comme suit :

IV.5.1 Classification selon le matériau de construction :

-Réservoirs en maçonnerie

-Réservoirs en béton armé

IV.5.2 Classification selon la situation des lieux :

- Réservoirs enterrés
- Réservoirs semi-enterrés
- Réservoirs surélevés

IV.5.3 Classification selon l'usage :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage
- Réservoir terminal
- Réservoir d'équilibre
- Réservoir tampon
- Bâche de reprise
- Brise charge

IV.5.4 Classification selon la forme géométrique :

- Réservoir cylindrique
- Réservoir rectangulaire (carré)

IV.6 Détermination analytique de la capacité du réservoir :

IV.6.1 Calcul de volume totale du réservoir :

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmentée éventuellement de la réserve incendie. La méthode analytique. La méthode

analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$Vr = \frac{a\% \cdot Q_{max.j}}{100}$$

- Vr : le volume résiduel (m3).
- $a\%$: pourcentage du volume maximal qui devant être stocker (%).
- $Q_{max.j}$: La consommation maximale journalière (m3/j).

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

$$VT = Vr + Vinc$$

- VT : capacité totale du réservoir (m3).
- $Vinc$: volume d'incendie estimé à 120 m3.

Tableau 12 : Calcul de la capacité du réservoir méthode tubulaire

| Heures | Apport % | Distribution % | Surplus% | Déficit % | Reste % |
|---------|----------|----------------|----------|-----------|---------|
| 00h-01h | 5 | 3.35 | 1.65 | 0 | 2.95 |
| 01h-02h | 5 | 3.25 | 1.75 | 0 | 4.7 |
| 02h-03h | 5 | 3.3 | 1.7 | 0 | 6.4 |
| 03h-04h | 5 | 3.2 | 1.8 | 0 | 8.2 |
| 04h-05h | 5 | 3.25 | 1.65 | 0 | 9.85 |
| 05h-06h | 5 | 3.4 | 1.6 | 0 | 11.45 |
| 06h-07h | 5 | 3.85 | 1.65 | 0 | 13.1 |
| 07h-08h | 5 | 4.45 | 0.55 | 0 | 13.65 |
| 08h-09h | 5 | 5.2 | 0 | 0.2 | 13.45 |
| 09h-10h | 5 | 5.05 | 0 | 0.05 | 13.4 |
| 10h-11h | 5 | 4.85 | 0.15 | 0 | 13.55 |

| | | | | | |
|--------------|------------|------------|------|------|-------|
| 11h-12h | 5 | 4.6 | 0.4 | 0 | 13.95 |
| 12h-13h | 5 | 4.6 | 0.4 | 0 | 14.35 |
| 13h-14h | 5 | 4.55 | 0.45 | 0 | 14.8 |
| 14h-15h | 5 | 4.75 | 0.25 | 0. | 15.05 |
| 15h-16h | 5 | 4.7 | 0.3 | 0 | 15.35 |
| 16h-17h | 0 | 4.65 | 0 | 4.65 | 10.7 |
| 17h-18h | 0 | 4.35 | 0 | 4.35 | 6.35 |
| 18h-19h | 0 | 4.4 | 0 | 4.4 | 0.05 |
| 19h-20h | 0 | 4.3 | 0 | 4.3 | -4.25 |
| 20h-21h | 5 | 4.3 | 0.7 | 0 | -3.55 |
| 21h-22h | 5 | 4.2 | 0.8 | 0 | -2.75 |
| 22h-23h | 5 | 3.75 | 1.25 | 0 | -1.5 |
| 23h-00h | 5 | 3.7 | 1.3 | 0 | -0.2 |
| Total | 100 | 100 | | | |

Du tableau on déduit $P_{max} (\%) = 15.35$

$P_{min} (\%) = -4.25$

D'où le volume du réservoir à projeter sera :

$$V_r = \frac{-4.25 + 15.35}{100} \times 560.5 = 109.85 \text{ m}^3$$

Le volume Totale :

$$V_T = 109.85 + 120 = 229.85 \text{ m}^3$$

Nous prendrons une valeur normalisée $V_T = 300 \text{ m}^3$

IV.6.2 Calcul de la section du réservoir :

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$, on prend $H = 5\text{m}$

$$V_t = S \times H \Rightarrow S = \frac{V_t}{H} \Rightarrow S = \frac{300}{5} = 80 \text{ m}^2 \Rightarrow S = \mathbf{60 \text{ m}^2}$$

IV.6.3. Calcul du diamètre du réservoir :

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 60}{3,14}} = 8,74 \text{ m} \Rightarrow D = \mathbf{8,74 \text{ m}}$$

IV.6.4. La hauteur de la réserve d'incendie :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} = \frac{120}{60} = 2\text{m} \Rightarrow H_{\text{inc}} = \mathbf{2\text{m}}$$

UN RESERVOIR D'EAU POTABLE

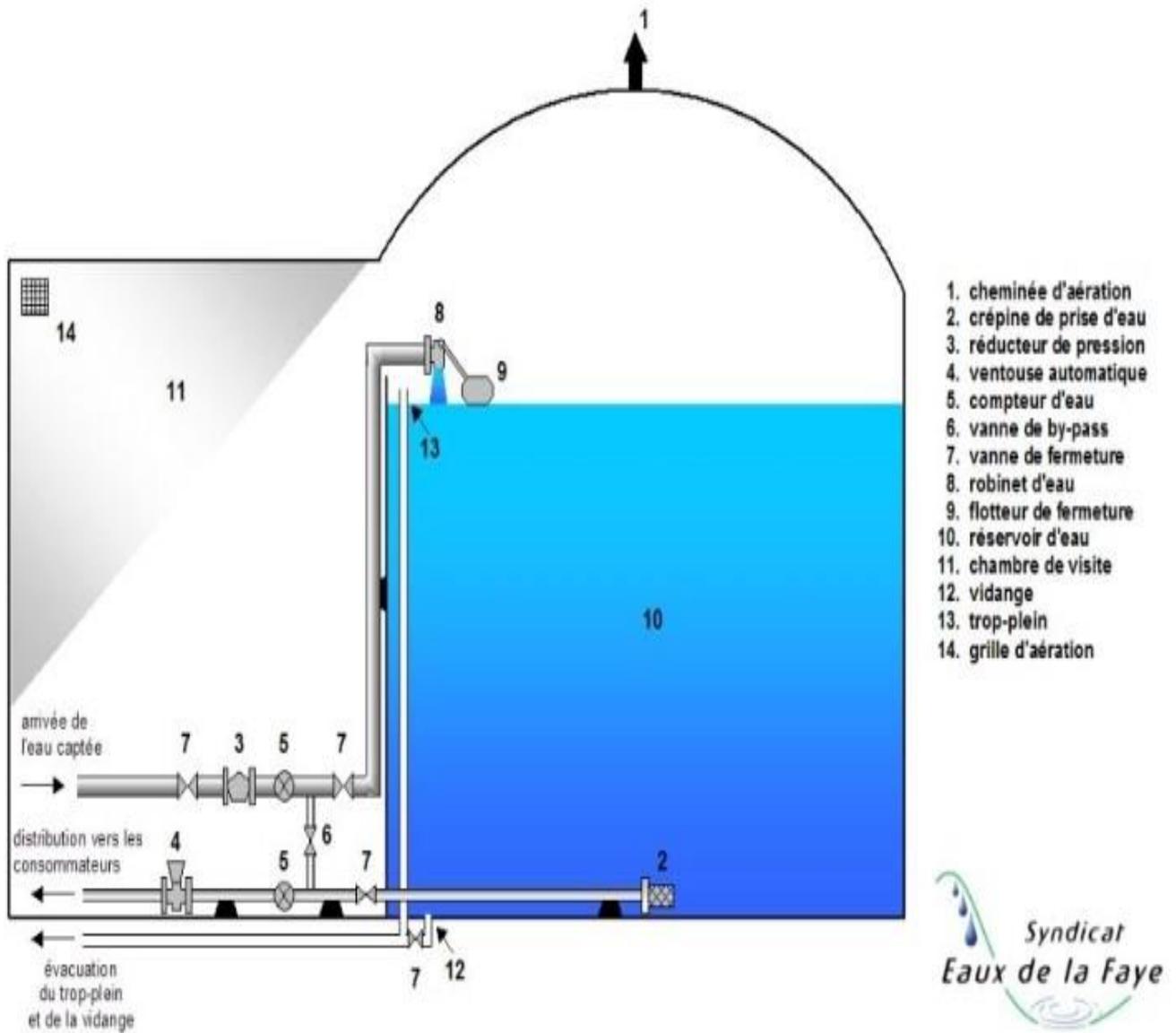


Figure 05: Schemas d'un reservoir d'eau potable

IV.7 Les équipements des réservoirs :

Les réservoirs sont composés de deux chambres généralement (chambre de départ et chambre d'arrivée) dotés de plusieurs équipements, dont on cite essentiellement :

IV.7.1 Conduite d'adduction :

L'adduction s'effectue soit par surverse, avec chute libre soit en prolongant la conduite de façon à ce que l'extrémité reste toujours noyée.

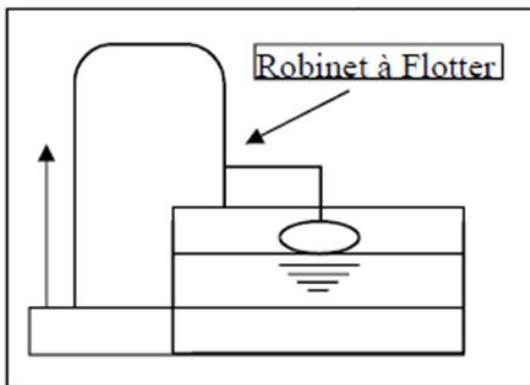


Figure 06 : *Adduction avec chute libre*

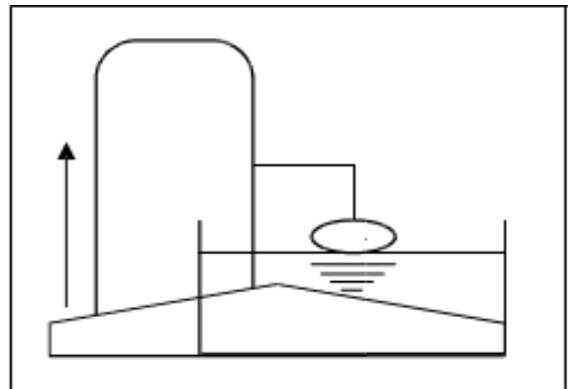


Figure 07 : *Adduction noyée*

Remarque : le rôle de robinet flotteur est l'obturation de la conduite lorsque le niveau d'eau atteint le niveau maximum.

IV.7.2 Conduite de distribution :

La conduite de distribution est installée à l'opposé de la conduite d'arrivée et d'environ de 15 à 20 cm au-dessus du radier pour éviter toute pénétration de boue. L'extrémité est munie d'une crépine.

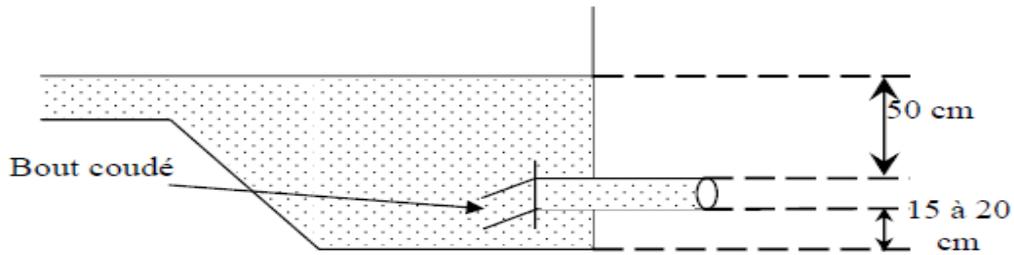


Figure 08 : *Emplacement de la conduite de distribution*

IV.7.3 Conduite de trop-plein :

La conduite de trop-plein a pour but d'assurer sans déversement du réservoir l'évacuation du débit d'adduction, pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. Il doit être dimensionné pour ce débit, et conduire l'eau à l'égout en tenant compte des pertes de charge et en limitant la vitesse dans la conduite de trop-plein à 3 ou 4m/s

IV.7.4 Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas de radier, afin de pouvoir évacuer les dépôts. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite. Pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations, il est nécessaire de pouvoir le vidanger, au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Cette conduite peut utilement comporter un siphon servant de garde d'eau, pour éviter les émanations gazeuses désagréables en provenance de l'égout.

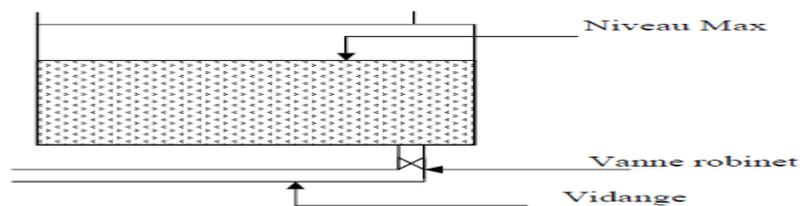


Figure 09 : *Conduite de vidange*

IV.7.5 Conduite de by-pass :

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

- En temps normal : 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.
- En By- pass : on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

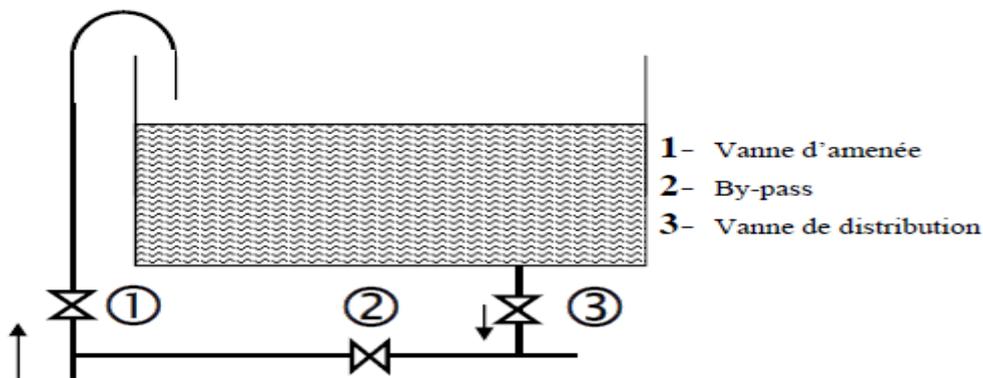


Figure 10 : Système de By-pass

IV.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver la réserve destinée à lutter contre les incendies, des dispositions sont prises pour empêcher le passage de l'eau de la réserve d'incendie dans la distribution, on distingue deux types de dispositions :

a) Système à deux prises :

- En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte.
- En cas d'incendie, 1 est ouverte.

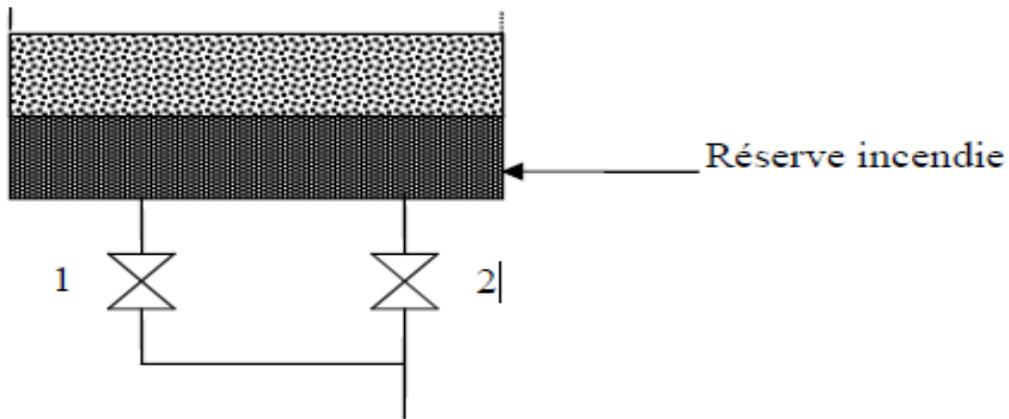


Figure 11 : *Système à deux prises*

b) Système à siphon :

- 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) ouverte.

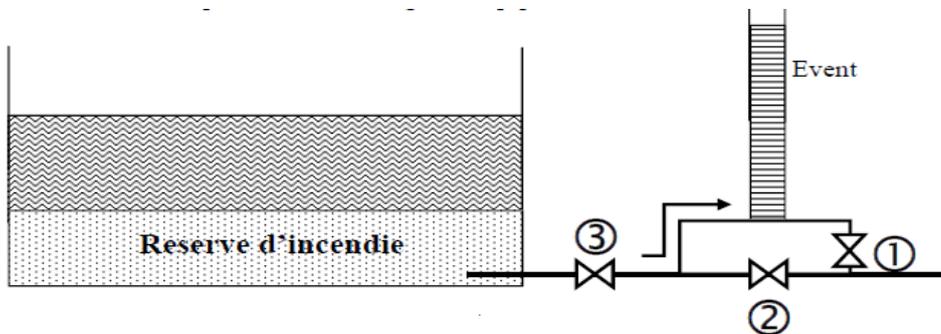


Figure 12 : *Système à siphon*

IV.8 Conclusion :

A travers ce chapitre, on a déterminé la capacité et les dimensions des réservoir pour garantir la desserte de la zone étudiée.

Les résultats obtenus montrent qu'il est nécessaire de projeter un réservoir de capacité de 300m^3 au point le plus haute à DRAA LAATECHE qui va assurer l'alimentation de toutes les agglomérations de la zone étudiée.

Chapitre V :

Adduction et pompage

V.1 Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux depuis la zone de captage, soit vers leurs lieux d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

L'objet de cette étude est de parvenir à la mise en place d'un système d'adduction techniquement performant et économiquement peu coûteux.

Pour cela, il y a lieu de chercher un compromis entre deux tendances :

- Les frais d'investissement de la conduite de refoulement qui s'accroît avec le diamètre de la canalisation.
- Les frais d'exploitation de la conduite qui diminue quand le diamètre augmente suite à une diminution de la perte de charge.

La conciliation de ces deux tendances nous permet de déterminer le diamètre le plus avantageux.

V.2 Choix du tracé :

Le choix du tracé tient compte des impératifs suivants que l'on doit respecter dans la mesure du possible :

- Pour des raisons économiques, il est nécessaire d'opter le tracé le plus court possible.
- Il serait préférable de suivre l'accotement des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des travaux.
- Eviter les contres pentes susceptibles de créer des cantonnements d'air aux points hauts qui sont plus ou moins difficiles à éviter ; dans le cas de refoulement il peut résulter en ces points une cavitation par suite d'arrêt inopiné pouvant occasionner l'éclatement des canalisations.
- Les coudes doivent être largement ouverts afin d'éviter les butées importantes et afin de diminuer les pertes de charge.

V.3 Types d'adduction :

De par leurs fonctionnements, les adductions peuvent être classées selon leurs charges :

- Soit en adduction par refoulement ;
- Soit en adduction gravitaire ;

- Soit en adduction mixte.

V.4 Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau se fait en fonction :

- Du diamètre
- Des pressions exigées
- Des conditions d'installation
- Du revêtement
- De la disponibilité sur le marché national
- Du prix unitaire de pose de l'adduction
- Dans ce projet, l'étude est basée sur l'utilisation de deux variantes de matériaux qui sont le **PEHD** et la **fonte ductile**

V.4.1 Origine du polyéthylène :

Les procédés Basse Pression permettent d'obtenir des chaînes macromoléculaires linéaires plus facilement cristallisables. Le polyéthylène plus cristallin que le PEBD, donc plus dense, est appelé Polyéthylène Haute Densité (PEHD).

Le polyéthylène est produit par polymérisation des molécules d'éthylène. La matière de base servant à la fabrication des produits en polyéthylène est un granulé que l'on obtient à partir de naphte mis sous haute pression et haute température afin d'extraire l'éthylène.

Le polyéthylène fait partie de la famille des plastiques, d'origine pétrochimique et plus précisément de la famille des polyoléfines. On appelle polyoléfines, les matériaux résultant de la polymérisation d'oléfines, c'est-à-dire de monomères hydrocarbonés insaturés. Plus particulièrement, les polyéthylènes sont issus de la polymérisation de l'éthylène gazeux et sont de natures différentes suivant les modes de polymérisation. Le procédé "Haute Pression" conduit à un polyéthylène comportant des ramifications et donc difficilement cristallisable. On le nommera Polyéthylène Basse Densité (PEBD).

V.4.2 Caractéristiques du tube PE :

- Résistance à la propagation rapide des fissures
- Résistance à l'abrasion
- Résistance chimique
- Corrosion

V.4.3 Les avantages du polyéthylène :

- Le PE est monobloc et homogène.
- Grande flexibilité : encourage la pose sur de grandes longueurs et améliore les capacités hydrauliques.
- Résistance à la fissuration.
- Peu sensible aux mouvements de terrain.
- Etanchéité parfaite avec système de raccords électro soudables, mécaniques ou soudure bout à bout.
- Résistance chimique et indifférence à la corrosion.
- Résistance mécanique élevée.
- Facilité de mise en œuvre.
- Respecte l'environnement.
- Faible coefficient de rugosité, peu de perte de charge.

V.4.4 Caractérisation de la fonte ductile :

La fonte ductile présente les propriétés mécaniques suivantes :

- Une élasticité de $R_e \geq 270$ Mpa.
- Une résistance à la traction de $R_m \geq 420$ Mpa.
- Une excellente résistance aux chocs.

Ces propriétés extraordinaires permettent une durée de vie pouvant dépasser largement les 50 voire 100 ans à condition que les instructions de mise en œuvre soient respectées. Les conduites en fonte ductile résistent à des pressions très hautes (50 bars pour des diamètres inférieurs à 600 mm et 40 bars pour des diamètres supérieurs à 600mm). Elles possèdent aussi une très grande

sécurité mécanique et sont faciles à transporter et à mettre en œuvre ; donc elles n'ont pas de spécifications particulières et ne nécessitent pas d'équipements spécialisés pour la pose.

Remarque :

- L'adduction par refoulement sera réalisée avec la fonte ductile
- L'adduction gravitaire sera réalisée avec le PEHD.

V.5 Etude technico-économique :

Le choix des diamètres des conduites d'adduction se fait en trouvant un bon compromis entre les frais de fonctionnement qui sont inversement proportionnels au diamètre, et les coûts d'investissement qui augmentent avec le diamètre. Le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation sera retenu.

V.6 Adduction par refoulement :

V.6.1 Calcul de diamètre économique :

Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes :

- Formule de BONNIN : $D1 = \sqrt{Q'}$
- Formule de BRESS : $D2 = 1,5 \sqrt{Q'}$

Avec :

- **D** : Diamètre calculé de la conduite en (m).
- **Q'** : Débit refoulé en (m^3/s) ; qui se calcule avec la formule suivante : $Q' = Q_{\max,j} \times \frac{24}{T_p}$
- **Q_{max,j}** : Débit max journalier (m^3/s), $Q_{\max,j} = 0.009 m^3/s$.
- **T_p** : Temps de pompage, dans cette étude (**T_p = 20 heures**).

Donc : $Q' = 0.009 \times \frac{24}{20} = 0.0108 m^3/s$

Le diamètre économique d'après :

- Formule de BONNIN : $D1 = \sqrt{Q'} = 0.104 \text{ m} = 104 \text{ mm}$
- Formule de BRESS : $D2 = 1,5 \sqrt{Q'} = 0.155 \text{ m} = 155 \text{ mm}$

Remarque : Dans notre cas de projet on applique la formule de BONNIN pour le calcul de diamètre économique ; parce qu'avec la formule de BRESS on trouve que la vitesse d'écoulement est faible.

Le diamètre normalisé pour notre cas de calcul est : (150 mm)

V.6.2 Calcul de la vitesse :

La vitesse d'écoulement se calcule à partir de la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- D : Diamètre normalisé (intérieur) de la conduite(m).
- Q : Débit transporté par la conduite (m³/s).

V.6.3 Calcul des pertes de charge :

Les pertes de charge correspondent aux pertes d'énergie de l'eau sur son parcours.

On distingue :

- Les pertes de charge linéaire.
- Les pertes de charge singulières.

a) Les pertes de charge linéaire (ΔH_L) :

Elles sont données par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = f \times L = \frac{\lambda \times L \times v^2}{2 \times g \times D}$$

Avec :

- J : Perte de charge linéaire (m/ml).
- g : Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m/s}^2$).
- L : Longueur de la conduite (m).
- λ : Coefficient de frottement de Darcy.

Le calcul du coefficient de Darcy se détermine par les formules suivantes :

- La formule de NIKURADAZI : $\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$
- La Formule COLBROOK : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\left(\frac{\varepsilon}{3,71 \times D} \right) + \left(\frac{2,51}{R_e \times \sqrt{\lambda_0}} \right) \right]$

Avec :

- ε : Le coefficient de rugosité de la conduite ; $\varepsilon = 0,15 \text{ mm}$.
- R_e : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$R_e = \frac{D \times V}{\nu}$$

Avec :

- V : Vitesse de l'eau (m/s).
- ν : Viscosité cinématique en (m^2/s), calculé par la formule de STOCKS :

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

Et :

- T : Température de l'eau en degré °C, on prend $T = 20^\circ\text{C}$ donc $\nu = 1,00 \times 10^{-6} \text{ (m}^2/\text{s)}$.

b) Les pertes de charge singulières (ΔH_s) :

Elles sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires :

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_L$$

Avec :

- ΔH_S : Perte de charge singulière (m).
- ΔH_L : Perte de charge linéaire(m).

c) Les pertes de charge totale (ΔH_T) :

Représentent la somme des deux pertes de charge ΔH_S et ΔH_L .

$$\Delta H_T = 1.15 \times \Delta H_L$$

V.6.4 Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT) :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$HMT = H_g + \Delta H_T$$

Avec :

- HMT : Hauteur manométrique totale (m).
- H_g : Hauteur géométrique (m).

V.6.5 Calcul de la puissance absorbée par la pompe :

Elle est exprimée par la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta}$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW).
- η : Rendement de la pompe en (%), dans notre cas on prend $\eta = 90\%$.

V.6.6 Calcul de l'énergie consommée par la pompe :

Le calcul de l'énergie consommée par la pompe en une année est donné par :

$$E = P_a \times T_P \times 365$$

Avec :

- **E** : Energie consommée par la pompe (KWh).
- **T_P** : Le temps de pompage par jour (**T_P=20h**).

V.6.7 Détermination des frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{exp} = E \times e_u$$

Avec :

- **F_{exp}**: Frais d'exploitation (DA);
- **e_u**: Prix unitaire du KWh ; **Fixé à 4,67 DA**.

V.6.8 Détermination des frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement se calculent comme suit :

$$F_{am} = P_u \times L \times A$$

Avec :

- **F_{am}** : Frais d'amortissement (DA)
- **P_u** : Prix du mètre linéaire de la conduite (DA/ml) ;
- **A** : L'amortissement annuel, elle est déterminée comme suit :

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

Avec :

- **i** : Taux d'annuité, on prend **i= 8%**.
- **n** : Nombre d'années d'amortissement (**n=30ans**).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{30} - 1} + 0.08 \Rightarrow A = 0,088 \Rightarrow A = \mathbf{8.88\%}$$

V.6.9 Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am}$$

Avec :

- **BL** : Le bilan en (DA).

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

Tableau 13. : Résultats de calcul HMT

| D (mm) | V (m/s) | L (m) | Cote amont | Cote aval | λ | ΔH_T (m) | H_g (m) | P (m) | HMT (m) |
|------------------|-------------------|--------------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|--------------------------------|-----------------|-------------------|
| 150 | 0.61 | 490 | 96.63 | 194.00 | 0,015 | 1.76 | 97.37 | 77.61 | 99.13 |

Tableau 14 : Résultats de calcul des frais d'exploitation

| D (mm) | P_a (KW) | E (KWH) | e_u (DA/KWh) | F_{exp} (DA) |
|------------------|------------------------------|-------------------|----------------------------------|--------------------------------|
| 150 | 11.67 | 85191 | 4,67 | 397841.97 |

Tableau 15 : Résultats de calcul des frais d'amortissement

| D (mm) | P_u (DA) | L (m) | F_{am} (DA) |
|------------------|------------------------------|-----------------|-------------------------------|
| 150 | 10.50 | 490 | 479856.8628 |

Tableau 16 : Résultats de calcul du bilan

| D (mm) | V (m/s) | F_{exp} (DA) | F_{am} (DA) | Bilan (DA) |
|------------------|-------------------|--------------------------------|-------------------------------|----------------------|
| 150 | 0.61 | 397841.97 | 479856.8628 | 877698.8328 |

Remarque : D'après les résultats obtenus, le diamètre économique est celui de **100 mm** avec une vitesse de **1.07 (m/s)**.

V.7 Adduction gravitaire :

Contrairement à l'adduction par refoulement, dans une adduction gravitaire le point de piquage se situe à une altitude supérieure à celle de la station de reprise. L'adduction gravitaire se fait par les conduites en charge.

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

$$\Delta H_d = \frac{K' * L * Q^B}{D^m}$$

Avec :

- ΔH_d : Charge disponible (m.c.e) ;
- K' : Coefficient de perte de charge ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- D : Diamètre intérieur calculé de la conduite (m) ;
- B : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m : Exposant tenant compte du type du matériau.

On choisit les coefficients K' , m et B qui sont relatifs à la rugosité de matériaux. Dans notre cas les coefficients pris sont :

Tableau 17 : Coefficients K' , m , B pour le PEHD

| Matériau | K' | M | B |
|----------|-----------|-------|-----|
| PEHD | 0.0010520 | 4.772 | 2 |

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L * Q^B}{\Delta H_d}}$$

Tableau 18 : *Les résultats de calcul hydraulique de conduit d'adduction gravitaire*

| DN | Matière | L (m) | V (m/s) | ΔH_d (m) | CTN _{amont} (m) | CTN _{aval} (m) |
|-----|---------|-------|---------|---------------------|-----------------------------|----------------------------|
| 150 | PEHD | 380 | 0.61 | 10.97 | 107.6 | 96.63 |

V.8 Conclusion :

L'étude technico-économique des diamètres nous a permis de choisir celui qui convient le mieux pour chaque tronçon, permettant ainsi d'acheminer l'eau avec le moindre coût jusqu'au réservoir de stockage en passant par une station de pompage. L'utilisation des équipements de régulation et de protection sont nécessaires dans la présente étude.

Chapitre VI :

**Pose et protection des conduites contre
la corrosion et le coup de bélier**

VI.1 Introduction :

Avant chaque réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de définir l'ensemble de ces composantes, afin d'assurer la protection, la stabilité et la durabilité de la conduite ; également, il faut tenir compte des sujétions suivantes :

- Maintien de la circulation des piétons et des véhicules au cours des travaux.
- Eviter toute gêne réciproque ultérieure avec les conduites des autres réseaux lors de travaux de réparation, d'entretien ou de branchement d'immeuble.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VI.2 Pose de canalisation :

VI.2.1 : Différents types de pose de conduites :

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose en terre ;
- Pose en mauvais terrains ;
- Pose en galerie ;
- Pose en pentes ;
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- Passage de ponts ;

a) Pose en terre :

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des canalisations a

pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

b) Pose en mauvais terrains :

Si la conduite devait être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

c) Pose en galerie :

La pose des conduites en galerie présente double avantage de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

d) Pose en pente :

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





Figure 13 : Pose des conduites en terre

e) Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées :

Pour qu'il n'y plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire à la conduite et causant des ruptures, par suite des infiltrations nuisibles, on prévoit les solutions suivantes :

- Couler de béton noyant la plus grande partie du tuyau ;
- Placer une dalle de béton armé sur des piédroits en béton ;
- Coller une dalle en béton armé sur un lit de sable recouvrant entièrement le tuyau (enrobage) ;
- Utiliser les gaines, qui sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.

f) Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus d'un mètre minimum des tuyaux d'eau usée.

g) Passage de ponts :

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le supportage ;
- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisit en fonction du type d'ouvrage :

- Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- Canalisation indépendante de l'ouvrage.

Remarque :

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

✚ Les butées :

L'utilisation de massifs de butées en béton est la technique la plus communément utilisée pour reprendre les efforts de poussée hydraulique d'une canalisation à emboîtement sous pression.

Différents types de massifs en béton peuvent être conçu selon la configuration de la canalisation, la résistance de la nature de sol, la présence ou non de nappe phréatique.

Le massif reprend les efforts dus à une poussée hydraulique soit par :

- Frottement sur le sol (massif poids) ;
- Appui sur le terrain en place (massif buté) en béton.

En pratique, les massifs bétons sont calculés en tenant compte des forces de frottement et de la résistance d'appui sur le terrain.

Les volumes des butées sont calculés selon la formule suivante :

$$F = K + P + S$$

- **F** : la poussée exprimée en daN ;
- **P** : la pression hydraulique d'essai exprimé en bar ;
- **S** : la surface externe du tuyau exprimé en cm² ;

- **K** : le coefficient dont la valeur est fonction du sinus du demi-angle (x) entre les deux conduites

Tableau 19 : les valeurs de *K*

| | |
|-------------------------------|---------|
| Sur les coudes à 90° (1/4) | K=1,414 |
| Sur les coudes à 45° (1/8) | K=0,766 |
| Sur les coudes à 22°30 (1/16) | K=0,390 |
| Sur les coudes à 11°15 (1/23) | K=0,196 |

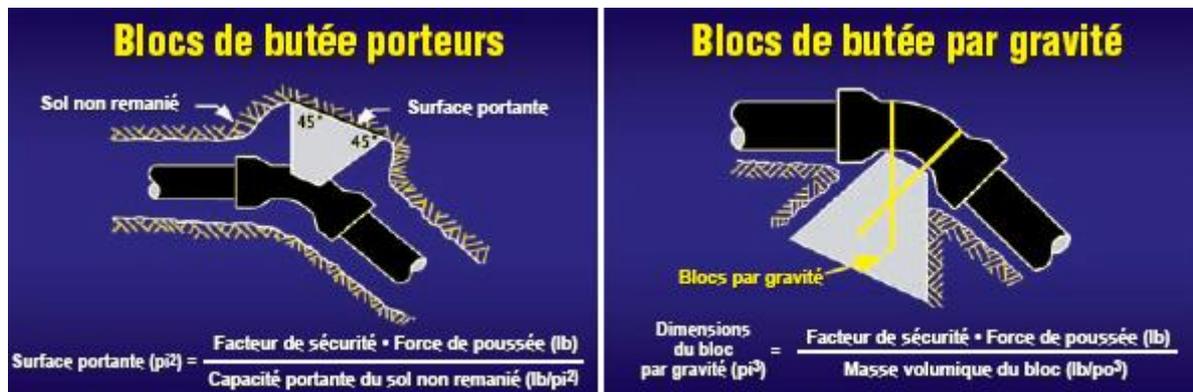


Figure 14 : Les butées (Guide DIPRA)

VI.2.2 : Différentes étapes de mise en place des canalisations

a) Réalisation des fouilles

✚ Largeur de la tranchée

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

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\text{Si DN} \leq 400 : \quad \mathbf{B = D + (2 \times 0,30) (m)}$$

Si $DN > 400$: $B = D + (2 \times 0,50) \text{ (m)}$

- **B** : largeur de la tranchée (m).
- **D** : diamètre de la conduite (m).

La profondeur de la tranchée :

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge.

Cette distance varie de 0.8 à 1.20 m selon que les régions sont ou non exposées à des

Lit de pose :

Recouvert d'un lit de pose de 0,2 m à 1,15 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Constitué selon la nature du sol par :

- Gravier, dans un terrain ordinaire ;
- Pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Par un lit béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

Fond de fouille :

Sauf cas particulier, le fond de fouille est réglé avec une longitudinale au moins 4‰, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut.

En terrains peu accidentés, cette valeur minimale une succession de montées et descentes est réalisée, chaque point haut étant muni d'un dispositif d'évacuation d'air (ventouse) et chaque point bas d'un dispositif de décharge (vidange).

1. Préparation de la canalisation :

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subis des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

2. Epreuve des joints et des canalisations principales :

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (s), disposée (s) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes les précautions étant prises pour minimiser les coups de bélier dans la conduite. Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa.

3. Essai général du réseau :

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

4. Remblaiement de la tranchée :

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- L'enrobage ;
- Le remblai supérieur.

-L'enrobage :

L'enrobage des conduites comprend le lit de pose, l'assise et le remblai de protection. Il est réalisé conformément au projet en tenant compte notamment des caractéristiques des tuyaux, des risques d'ovalisation et en mettant en place des matériaux de nature appropriée qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles expurgés de tous matériaux susceptibles d'endommager les conduites et leurs revêtements par des effets de chocs ou l'effet des tassements lors de la consolidation (blocs rocheux, produits de démolition...etc.), il est également nécessaire de s'assurer de l'absence d'action chimique néfaste de certains matériaux (débris végétaux, mâchefer, produits gypseux...etc.) sur les matériaux constitutifs des tuyaux et de leur revêtement.

-Le remblai supérieur :

Il est exécuté après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est réalisé en mettant les déblais des fouilles, dont on élimine les éléments impropres comme dans le cas dans la précédente opération.

Les conditions de mise en œuvre et la reconstitution de la couche supérieure dépendent des situations rencontrées comme en zone rurale ou en milieu urbaine :

- Dans le premier cas (zone rurale) ; le remblayage est effectué par couches successives et régulièrement damées et la couche supérieure de terre végétale est reconstituée par réemploi de la terre végétale mise en dépôt. Une légère sur hauteur est réservée pour les tassements ultérieurs.

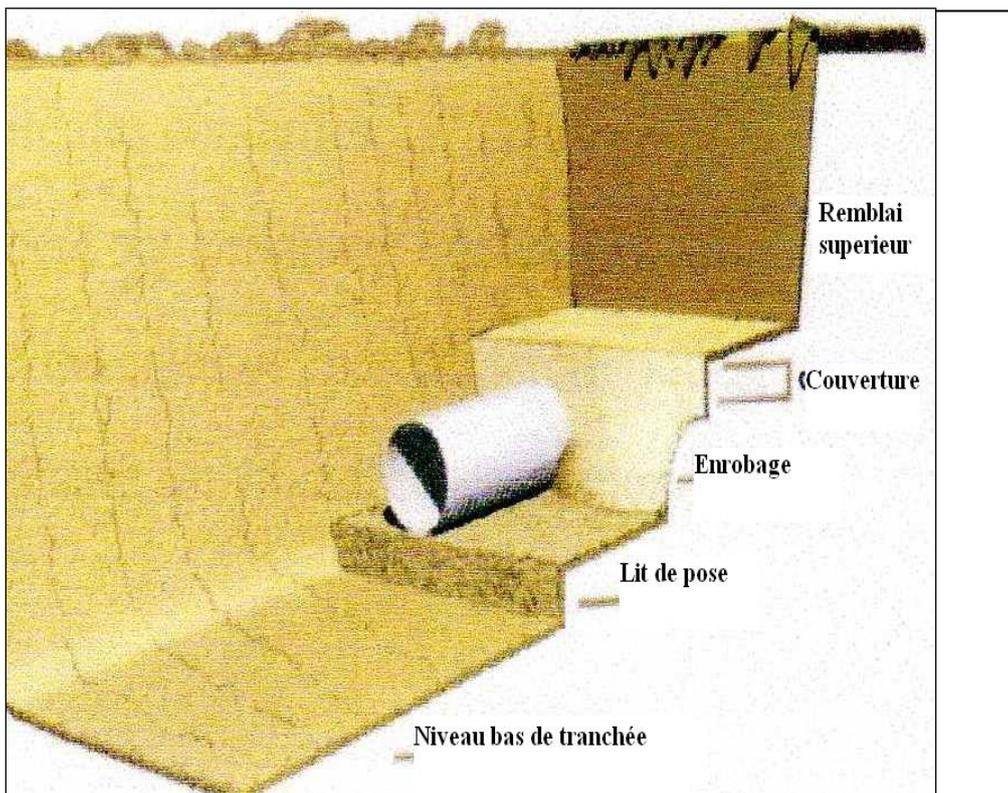


Figure 15 : Remblayage de fouille (Guide DRPA).

VI.3 Accessoires :

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

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

VI.3.1 Robinets vannes :

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

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

a) Robinet vanne à coin (à opercule) :

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

b) Vannes papillons :

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

- Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

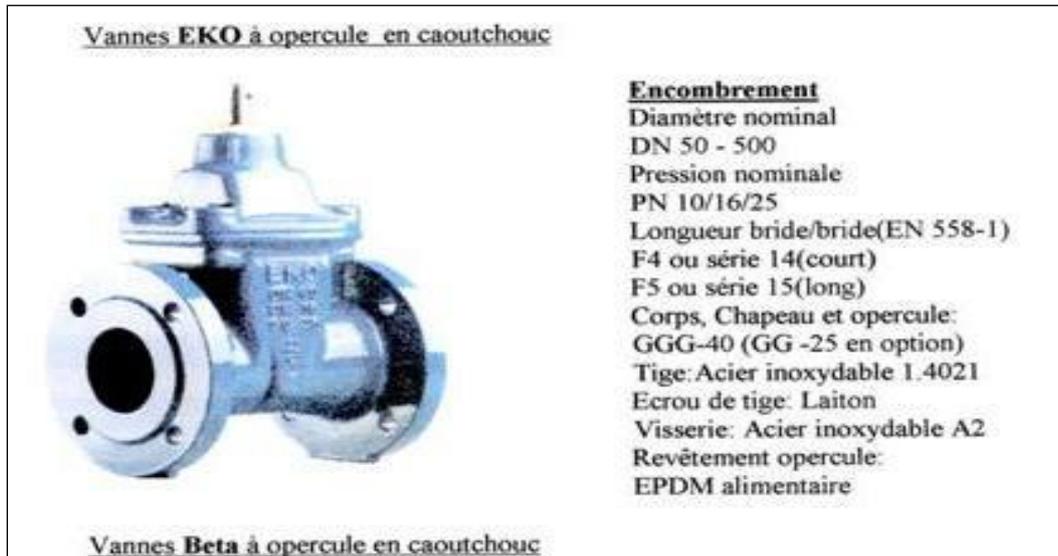


Figure 16 : *Robinet vanne à opercule (d'après W.A.E)*

- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

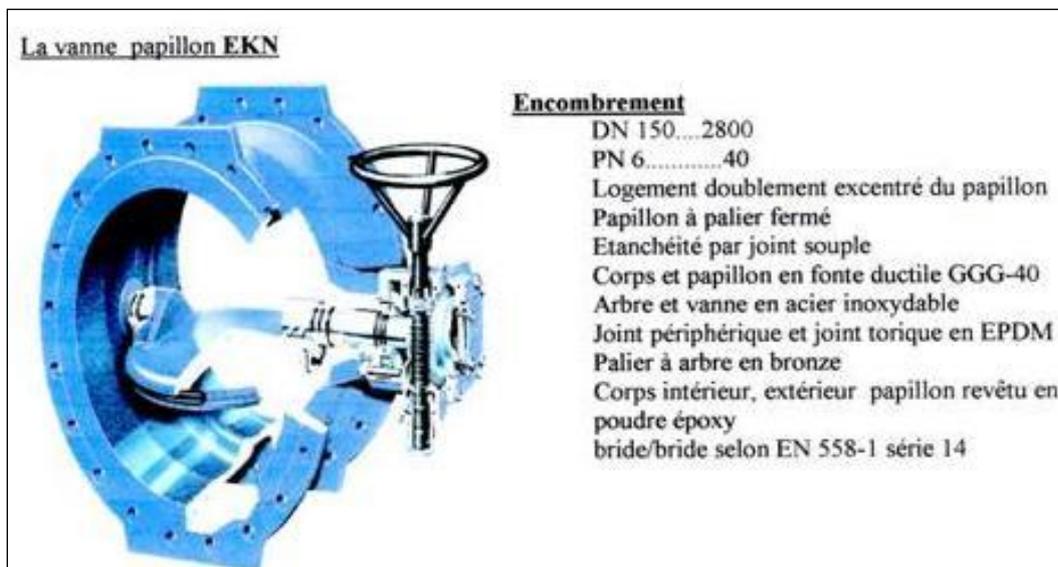


Figure 17 : *Robinet vanne papillon (D'après A.W.E)*

VI.3.2 Clapets anti retour :

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

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes. On prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

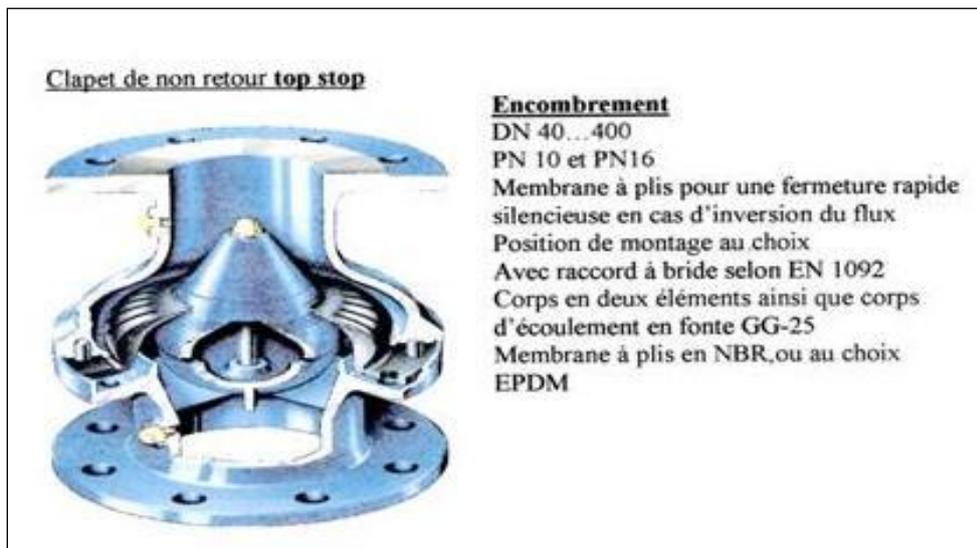


Figure 18 : Clapet anti retour top stop (D'après W.A.E)

VI-3-3 Ventouses :

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

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

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

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière. On opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 800 à 250mm.



Figure 19 : ventouse triple fonction VAG DUOJET (D'après document W.A.E)

Remarque : les ventouses sont généralement placées au point haut de la conduite et après la vanne de sectionnement.

VI.3.4 Vannes de décharge :

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

VI.2.5 Moyens anti-bélier :

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

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

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

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

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

VI.3.6 By-pass :

Le by pass est utilisé pour les rôles suivants :

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

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

VI.4.7 Crépines :

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

VI.4.8 Joints de raccordement :

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une auto butée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus utilisés dans notre cas sont

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

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

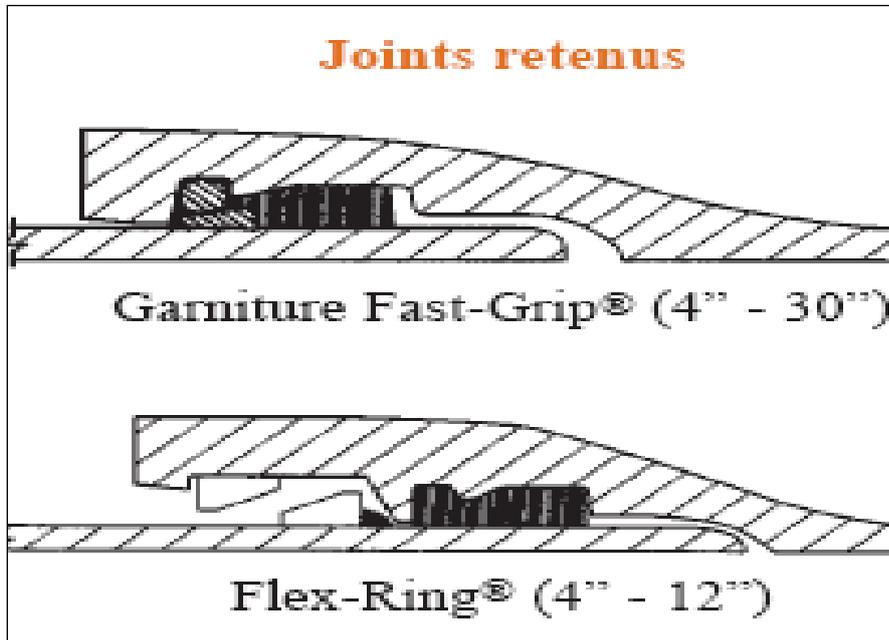


Figure 20 : joints pour canalisations en fonte (D'après Guide DIPRA)

VI.4.9 Organes de mesure :

a) Mesure de débit :

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

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

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

b) Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

- Manomètres à jet unique :

Les manomètres à turbine jet unique ont fait leurs preuves des millions de fois. Ce sont des compteurs à cadran totalement sec muni d'une tête rotative facilitant la lecture dans tous les montages à des températures de 0°C ou 100°C.

- Manomètres à jet multiple.
- Manomètres Woltman.



Figure 21 : Manomètres (d'après document W.A.E)

VI.4.10 Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

a) Coudes :

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

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

b) Cônes :

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

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

c) Tés :

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

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

d) Joints de démontage :

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

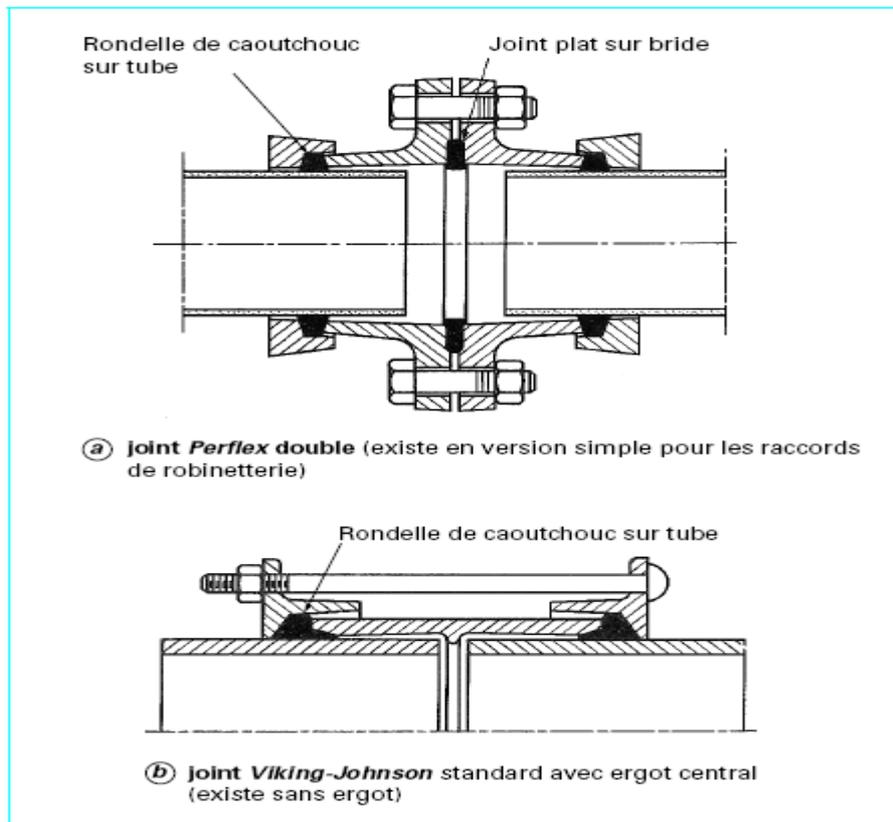


Figure 22 : Joints pour canalisations en fonte (Document de Société wallonne des eaux)

VI.4 Protection des conduites contre la corrosion :

Les phénomènes de corrosion sont des réactions d'une attaque du métal ou électrochimiques. La corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison soit :

- Avec la nature du sol
- Avec des installations électriques à courant continue situées à proximité des conduites.
- Au cas où ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforations en forme de cratères très caractéristiques, ou attaque sous forme de couches de rouille croûteuses ou filandreuses, annonçant une diminution de l'épaisseur du métal. Donc la corrosion est une oxydation du métal, or cette dernière entraîne une perte d'électron alors que la réduction sera un gain.

Les principaux types de protection contre la corrosion extérieure sont les suivants :

- Couche de zinc avec revêtement
- Couche de zinc-aluminium avec revêtement
- Revêtement en mortier de ciment armé
- Revêtement en polyéthylène

Les principaux types de protection contre la corrosion intérieure sont les suivants

- Revêtement intérieur au mortier de ciment
- Revêtement intérieur en polyuréthane



Figure 23 : *Protection contre la corrosion extérieure avec revêtement en polyéthylène*

VI.5 Le coup de bélier :

VI.5.1 Généralité :

Le phénomène transitoire, ou le coup de bélier, qui suit l'arrêt ou le démarrage des pompes ou la fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet placé sur la conduite de refoulement, peut engendrer des pressions trois fois plus que celle du fonctionnement normal ou des dépressions qui sont néfastes pour les canalisations. En revanche, les stations de refoulement doivent être aménagées des équipements de protections contre ce phénomène pour faire face, à la fois, aux surpressions et aux dépressions qui peuvent se manifester dans les conduites de refoulement.

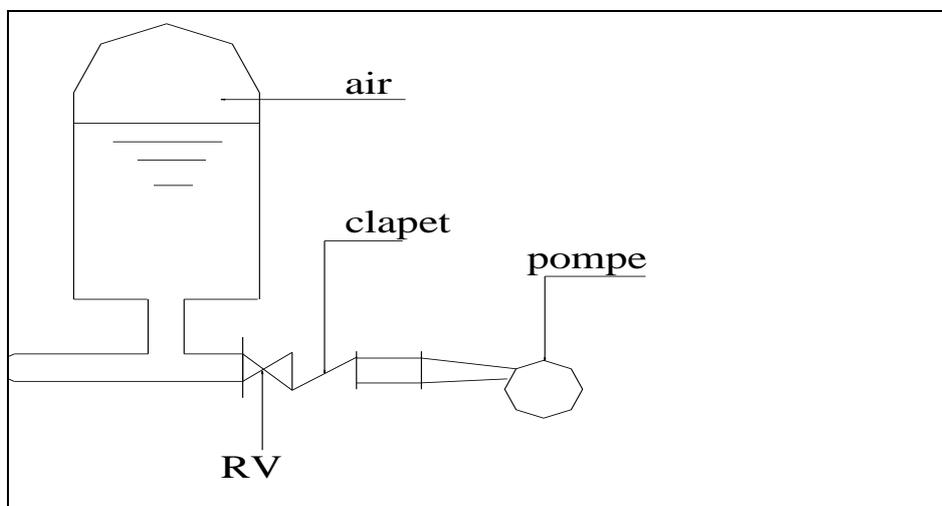


Figure 24 : Principe de disposition du réservoir d'air anti bélier

VI.5.2 Risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

a) Cas de la surpression :

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

b) Cas de dépression :

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à $10mce$, il se produira une poche de cavitation. S'il y a une forte dépression la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) Fatigue d la canalisation :

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

VI.5.3 Description des phénomènes physiques :**a) État d'équilibre d'un système hydraulique :**

Les phénomènes transitoires hydrauliques apparaissent lorsque l'équilibre des forces agissant sur un système est modifié. Quand un liquide est en mouvement dans une conduite et que ce mouvement ne varie pas dans le temps, il y a un état d'équilibre permanent. En fait, il y a équilibre entre l'énergie disponible (ou potentielle) et les énergies dues au mouvement (cinétique) et perdues par le frottement, ce qui définit un mouvement permanent. Cette vision est macroscopique car, à une échelle plus petite, on observe que les vitesses fluctuent constamment autour d'une valeur moyenne, c'est une manifestation de la turbulence.

b) Perturbation de l'équilibre, effet sur les pressions :

Si on considère la conduite dans laquelle coule un liquide en régime permanent, le niveau de la pression est fort raisonnable, soit inférieur à celui de la pression hydrostatique dans des conditions d'écoulement nulles. Qu'advient-il lorsque, pour une raison ou une autre, il y a une modification temporelle de l'écoulement par accélération ou décélération. La réponse du physicien se base sur les principes de la mécanique newtonienne. Il y aura un transfert d'énergie entre les énergies potentielle et cinétique pour chercher à atteindre un nouvel équilibre en tenant compte des pertes et transgresser le principe de conservation de l'énergie.

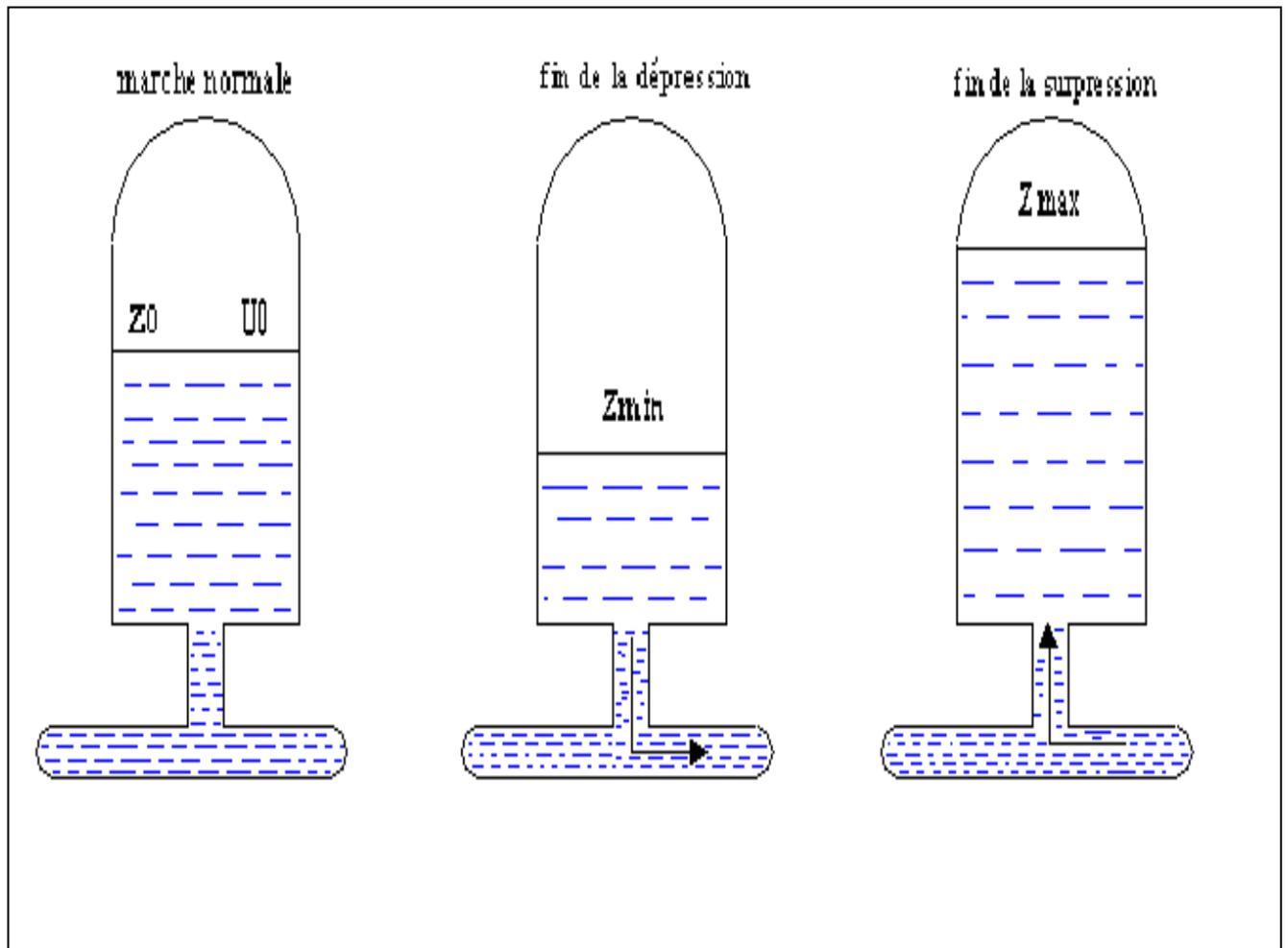


Figure 25 : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement

VI.6 Protection des conduites contre le coup de bélier :

VI.6.1 Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, on se contentera de la détermination du temps de fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'**ALLIEVI** :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k * \frac{D}{e}}}$$

- C : célérité d'onde (m/s) ;
- D : diamètre de la conduite (mm) ;
- e : épaisseur de la conduite (mm) ;

VI.6.2 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

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

- a) **Réservoirs d'air** : L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

- b) **Cheminée d'équilibre** : A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

- c) **Soupape de décharge** : Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et

libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

- d) Volant d'inertie :** calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque : Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

Calcul de réservoir d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT**

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule de Mr B.SALAH

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}$$

Avec :

- C : célérité d'onde en (m/s)220
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal.
- ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$
- E_m : module de Young du matériau de la conduite en fonte ; $E_m = 0,8-1,0 * 10^{11}$ pascals
- E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 * 10^8$ Pascal.

- ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m=0,21-0,26$ (fonte)
- ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s=0.35$
- e_m : Epaisseur de la conduite (m).
- a : rayon intérieur de la conduite (m).

1- La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

2- La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10$$

3- La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \text{ (annexe 02)}$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 20 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement de l'adduction

| Type de matériau | D (mm) | S (m ²) | V (m/s) | H _g (m) | L (m) | Q (m ³ /s) |
|------------------|--------|---------------------|---------|--------------------|-------|-----------------------|
| Fonte ductile | 150 | 0.0176 | 0.61 | 97.37 | 490 | 0.0108 |

✚ Calcul de la célérité d'onde C :

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 21 : Calcul de la célérité d'onde de la conduite de refoulement de l'adduction

| K (Pa) (*10 ⁹) | P (Kg/m ³) | a (m) | V _m | V _s | E _s (pa) *10 ⁸ | E _m (pa) *10 ¹¹ | e _m (m) | C (m/s) |
|----------------------------|------------------------|-------|----------------|----------------|--------------------------------------|---------------------------------------|--------------------|---------|
| 2.7 | 1000 | 0.075 | 0.23 | 0.35 | 02 | 0.8 | 0.006 | 1142.4 |

✚ Calcul de la capacité du réservoir :

Les résultats trouvés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 22 : Calcul de la capacité du réservoir d'air

| Z ₀ | V ₀ | Z _{max} | Z _{max} /Z ₀ | h ₀ | h ₀ /Z ₀ | U ₀ /LS | Z _{min} /Z ₀ | U ₀ | Z _{min} | U _{max} (L) |
|----------------|----------------|------------------|----------------------------------|----------------|--------------------------------|--------------------|----------------------------------|----------------|------------------|----------------------|
| 107.37 | 0.61 | 178.41 | 1.66 | 0.019 | 0.00018 | 0.012 | 0.65 | 0.01 | 69.79 | 15.43 |

En tenant compte de la sécurité **UF =16 litres.**

✚ Calcul de surpressions et de dépressions dans les conduites de refoulement :

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, c'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection de notre conduite ainsi que la protection contre le phénomène de cop de bélier.

Pour la détermination de ces deux valeurs on utilise les deux formules suivantes :

- Surpression = $Z_{\min} - 10 = 69.79 - 10 = \mathbf{59.79m}$

Dépression = $H_g - \text{surpression}$

- Dépression = $97.37 - 59.79 = \mathbf{37.58 m > 0}$

Remarque :

Il suffira si, en raison du profil en long de la conduite, cette dépression ne conduit pas à une cavitation en certains points.

✚ Installation du réservoir d'air :

Le réservoir d'air sera installé après le clapet à une distance L fonction du temps de la fermeture du clapet et célérité de l'onde Il est préférable de l'installer à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines.

VI.7 Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons vu la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment faire le dimensionnement du réservoir d'air par la méthode de VIBERT.

On a choisi la méthode de VIBERT pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée pour la détermination du volume d'air.
- Valable pour les petites installations.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

Conclusion générale

Au cours de ce travail, nous avons étudié les installations (conduites), les ouvrages de stockage (réservoirs), les équipements hydromécaniques (pompes) nécessaires pour diriger l'eau vers DRAA LAATECHE de la commune Bouira à partir de la station de pompage SP6 de transfert de la wilaya de Bouira (station de traitement Tilsdit).

Cette étude d'adduction en eau potable est faite pour l'horizon 2045, dont la population de la zone d'étude atteindra 2795 habitants. L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de $506.5 \text{ m}^3/\text{j}$ sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région à l'horizon (2045).

Comme toute étude d'AEP plusieurs variantes ont été proposées, nous avons opté pour l'installation d'une station de pompage, pour refouler l'eau à une hauteur géométrique de 97.37m et une longueur de 490 ml on utilisant la fonte ductile comme matériaux, avec un diamètre de 400mm, cela pour garantir une alimentation gravitaire de 380 ml, de diamètre (400ml), l'opération nécessite l'utilisation des équipements de régulation et de protection, afin d'assurer la durée de vie des conduites et le bon fonctionnement des installations.

Pour ce qui concerne les ouvrages de stockage, nous avons procédé à projeter un réservoir de mise en charge d'une capacité de (300 m^3), a le point le plus haut de la région DRAA LAATECHE.

D'autre par le choix des pompes a été fait à l'aide du catalogue des pompes HMU (pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontale).

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ, et aussi nous espérons que ce mémoire puisse servir de support pour une nouvelle étude.

Annexe 01 : La pompe utilisée dans le refoulement

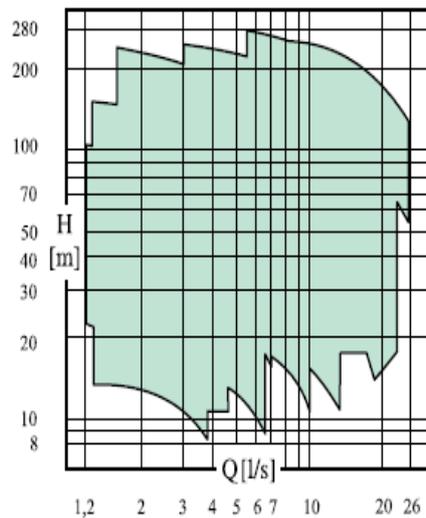
HMU

Pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal

Pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal. Réalisées en fonte et roues en alliage de cuivre, elles garantissent des performances constantes dans le temps et une économie d'énergie maximum. Disponibles dans une large gamme, avec accouplement possible à des moteurs électriques ou thermiques, elles peuvent être utilisées dans différents secteurs tels que la distribution d'eau, applications industrielles, irrigation et lutte antiincendie.

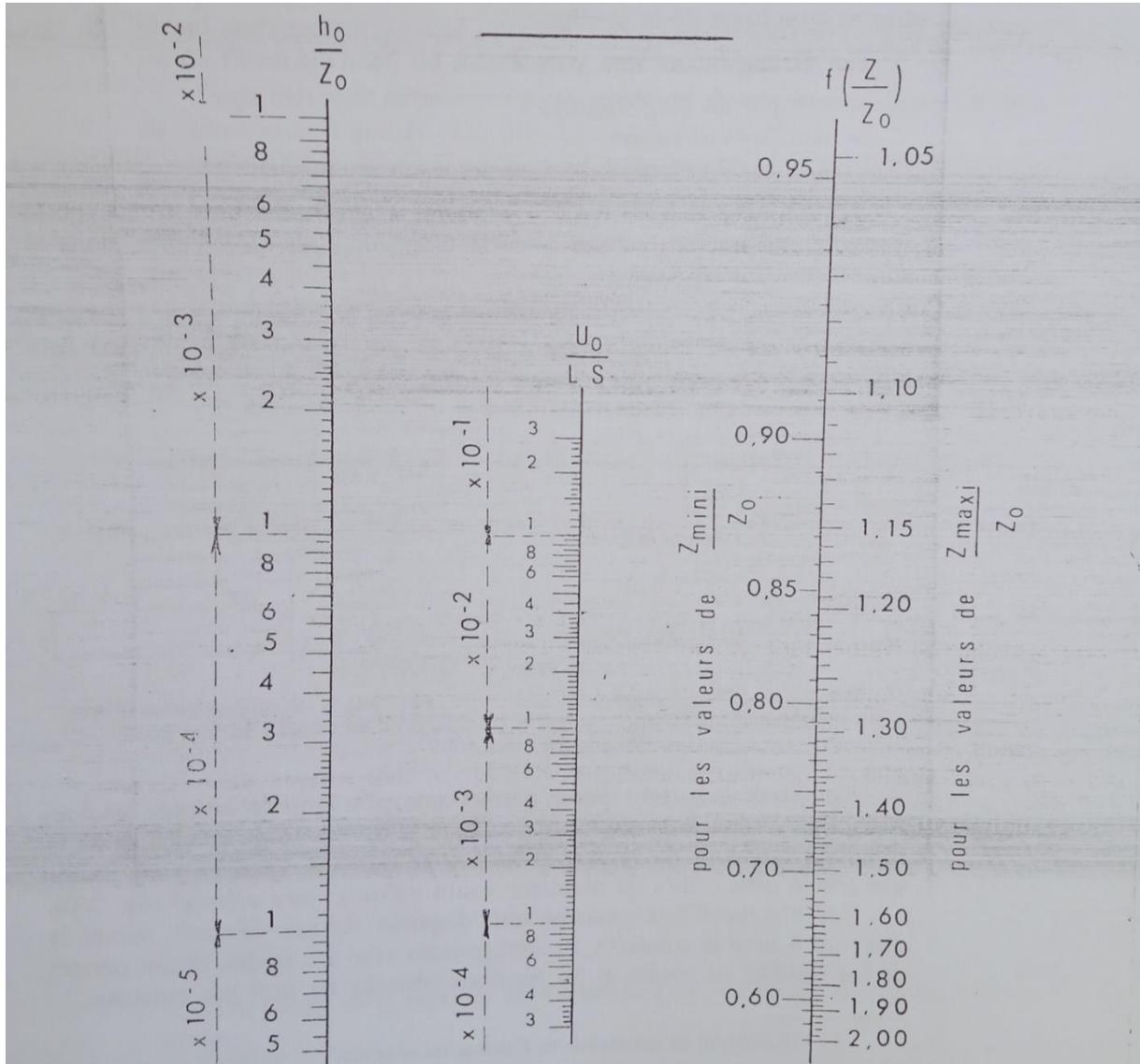
caractéristiques techniques

| | | |
|--------------------------------|-----|-----|
| Débits jusqu'à | l/s | 26 |
| Hauteurs manométriques jusqu'à | m | 280 |
| Puissances jusqu'à | kW | 55 |



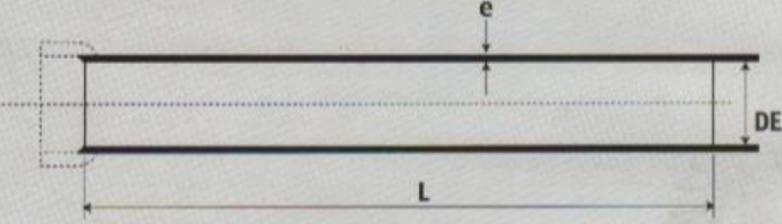
Annex 02 : ABAQUE de M. VIBERT

-Pour le calcul simplifié des réservoirs d'air



Annexe 03 : Quelques caractéristiques des tuyaux en fonte ductile (d'après le catalogue du fabricant Electrosteel Algérie SPA)

Tuyaux fonte ductile - AEP (EN 545 ISO 2531)

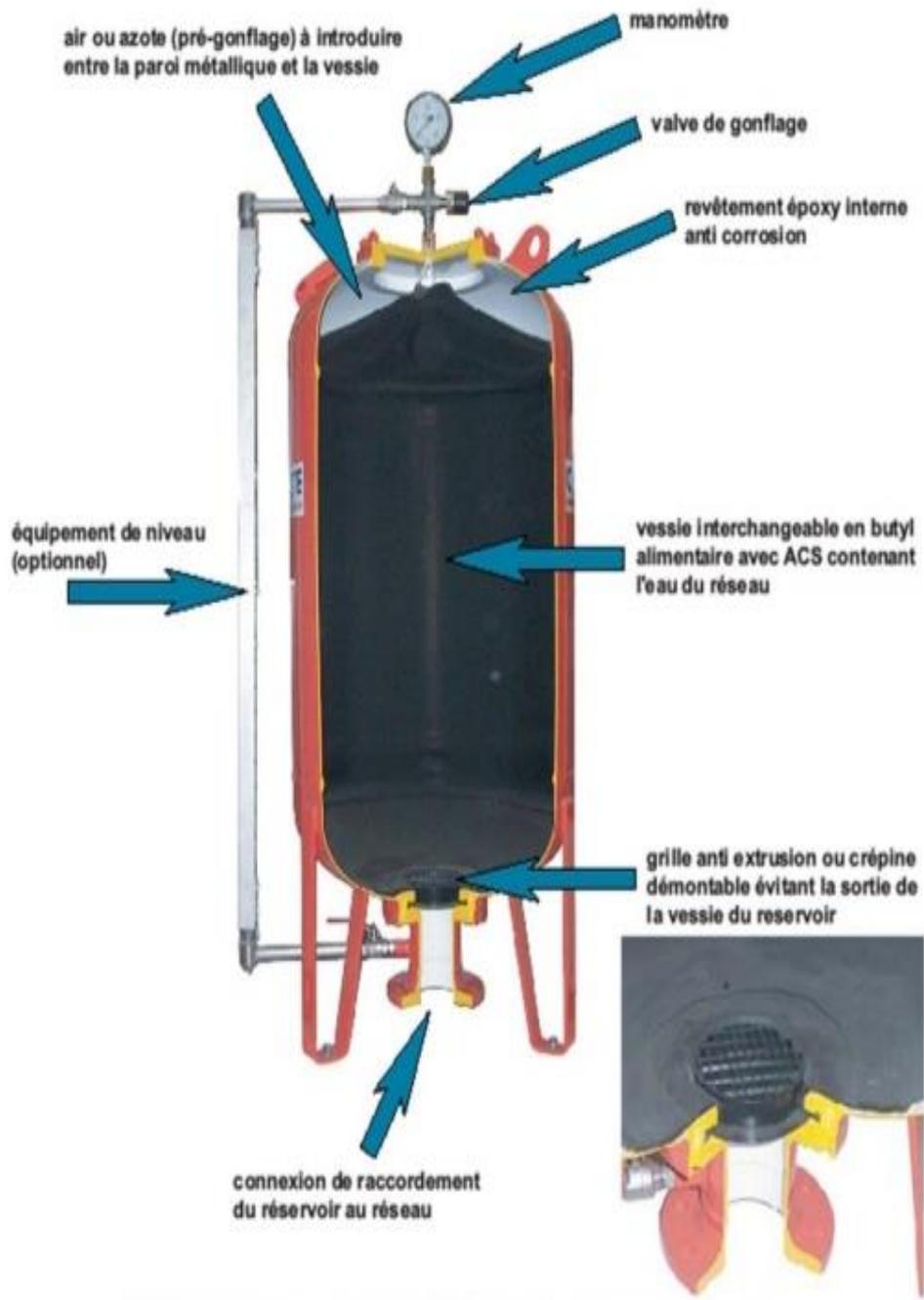


| DN | Diamètre extérieur DE | | Épaisseur Fonte 'e' (K9) | | Pression minimale d'essai en usine (bar) K9 | Épaisseur fonte 'e' (C40) | | Pression minimale d'essai en usine (bar) C40 |
|------|-----------------------|----------------|--------------------------|----------------|---|---------------------------|----------------|--|
| | Nominal (mm) | Tolérance (mm) | Nominal (mm) | Tolérance (mm) | | Nominal (mm) | Tolérance (mm) | |
| 80 | 98 | +1 à -2.7 | 6,0 | -1,3 | 50 | 4,8 | -1,3 | 40 |
| 100 | 118 | +1 à -2.8 | 6,0 | -1,3 | 50 | 4,8 | -1,3 | 40 |
| 125 | 144 | +1 à -2.8 | 6,0 | -1,3 | 50 | 4,8 | -1,3 | 40 |
| 150 | 170 | +1 à -2.9 | 6,0 | -1,5 | 50 | 5,0 | -1,5 | 40 |
| 200 | 222 | +1 à -3.0 | 6,3 | -1,5 | 50 | 5,4 | -1,5 | 40 |
| 250 | 274 | +1 à -3.1 | 6,8 | -1,6 | 50 | 5,8 | -1,6 | 40 |
| 300 | 326 | +1 à -3.3 | 7,2 | -1,6 | 50 | 6,2 | -1,6 | 40 |
| 350 | 378 | +1 à -3.4 | 7,7 | -1,7 | 40 | 7,0 | -1,7 | 40 |
| 400 | 429 | +1 à -3.5 | 8,1 | -1,7 | 40 | 7,8 | -1,7 | 40 |
| 450 | 480 | +1 à -3.6 | 8,6 | -1,8 | 40 | - | - | - |
| 500 | 532 | +1 à -3.8 | 9,0 | -1,8 | 40 | - | - | - |
| 600 | 635 | +1 à -4.0 | 9,9 | -1,9 | 40 | - | - | - |
| 700 | 738 | +1 à -4.3 | 10,8 | -2 | 32 | - | - | - |
| 800 | 842 | +1 à -4.5 | 11,7 | -2,1 | 32 | - | - | - |
| 900 | 945 | +1 à -4.8 | 12,6 | -2,2 | 32 | - | - | - |
| 1000 | 1048 | +1 à -5.0 | 13,5 | -2,3 | 32 | - | - | - |

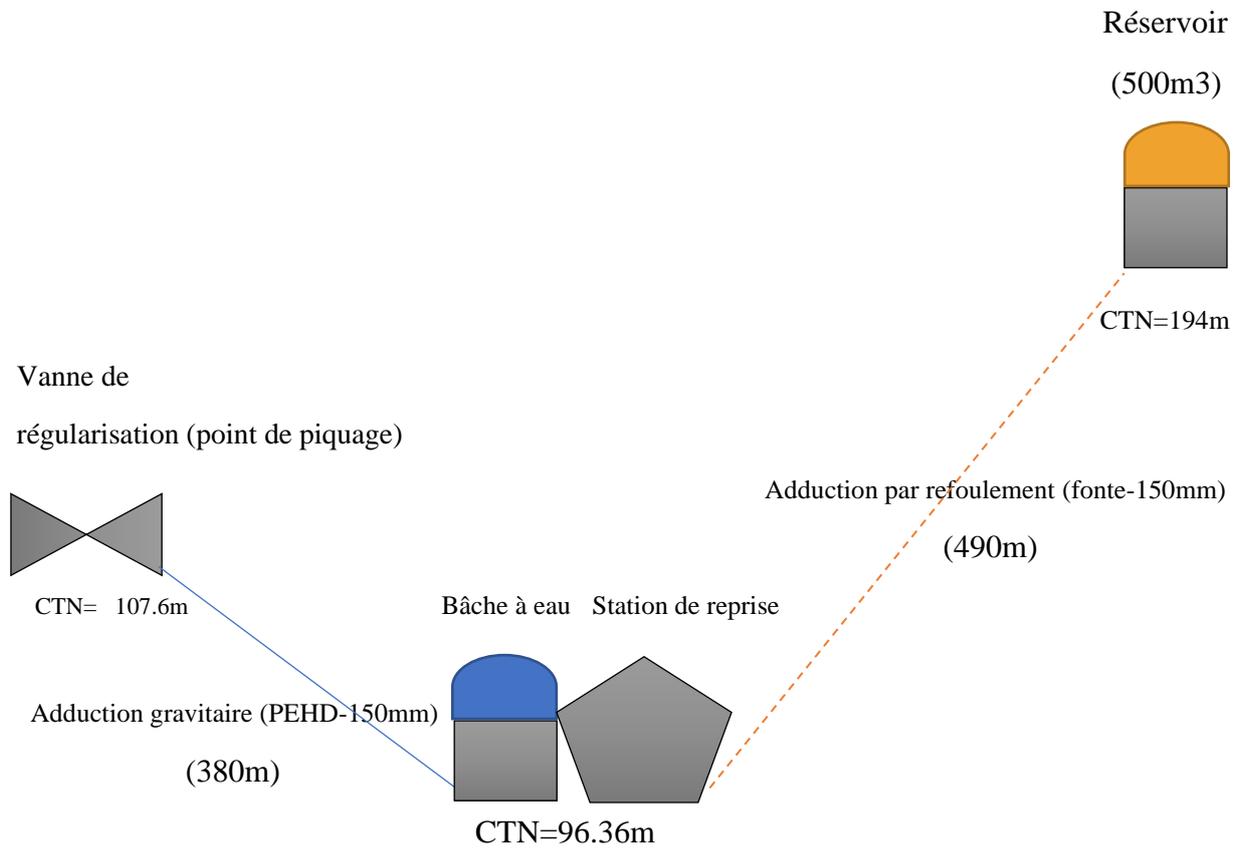
La classe d'épaisseur des tuyaux est marquée sur le fût lorsqu'elle diffère de la classe K9.
Ainsi les tuyaux classe C40 sont marqués 'C40' selon la norme NF EN 545 : 2002.

ELECTROSTEEL peut également fournir, à la demande de ses clients, des tuyaux classes K7, KB, K10, K12.
L'épaisseur de la paroi fonte est donnée par la formule : $e = K(0.5 + 0.001 DN)$.

Annexe 04 : réservoir d'air



Annexe 05 : le tracé d'adduction



Bibliographie

- DRE, APD DE L'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE BOUIRA.
- (S. BOUALEM,1993) Cours AEP, Blida : E.N.S.H.
- ANDRE.DUPONT "Hydraulique urbaine", Tome II Eyrolles, paris 1977.
- Catalogue des ROBINETTERIE ET RACCORDS (SAINT GOBAIN).
- Delwaille, Les pertes de charge, 2012.