

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR  
HYDRAULICS  
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرابوي"

ⵎⵓⵔⵉⵏ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ ⵙⵉⵎⵓⵔ

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Alimentation en eau potable du POS SUF 1 de la commune de  
GDEYL wilaya d'Oran**

**Présenté Par :**  
**BESBES Boualem**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
DJODAR/HALLAL Dahbia	M.C. A	Président
TOUAHIR Sabah	M.A. A	Membre
BOUNNAH Younes	M.A. A	Membre
MEDDI HIND	Professeur	Promotrice

**Session 2023- 2024**

# Remerciement

Tout d'abord, je remercie Dieu, qui a éclairé mon chemin et m'a donné le courage nécessaire pour achever mes études.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mes chers parents... Je remercie également sincèrement ma promotrice, Mme M. HIND, pour ses précieux conseils et son orientation, qui m'ont permis de mener à bien ce travail.

Je profite de cette occasion pour remercier mes enseignants de l'ENSH pour leur contribution à ma formation en tant qu'ingénieur d'État en hydraulique.

Un remerciement particulier à celui qui n'a jamais hésité un instant à se tenir à mes côtés pour me soutenir, m'aider et m'encourager.

Je tiens également à exprimer ma gratitude aux membres du jury pour avoir honoré ma soutenance et pour l'effort fourni afin d'évaluer ce travail.

Enfin, qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce mémoire

## ملخص

تهدف مذكرة التخرج إلى ضمان تزويد منطقة قديل بالمياه الصالحة للشرب وفقاً للأفق المحدد للدراسة. بعد إجراء تحليل دقيق لاحتياجات السكان من المياه، قمنا بتصميم نظام متكامل يتضمن خزاناً بسعة 1000 متر مكعب ومحطة ضخ متناسب مع القيود المحلية. كما قمنا بتحديد أبعاد شبكة التوزيع والإمداد، مع مراعاة المتطلبات المستقبلية فيما يتعلق بالتدفق والضغط. وفي النهاية، أتاحت هذه الدراسة تحديد التكلفة التفصيلية للمشروع وتقدير المدة الزمنية اللازمة لتنفيذه، مما يضمن تخطيطاً فعالاً ومستداماً

## Résumer

Ce mémoire a pour objectif principal d'assurer l'alimentation en eau potable de l'agglomération de Gdeyl à l'horizon d'étude. Après une analyse approfondie des besoins en eau de la population, nous avons conçu un système complet comprenant un réservoir d'une capacité de 1000 m<sup>3</sup> et une station de pompage adaptée aux contraintes locales. Nous avons également dimensionné le réseau d'adduction et de distribution, en tenant compte des exigences futures en matière de débit et de pression. Enfin, l'étude a permis de définir un devis détaillé ainsi qu'une estimation de la durée nécessaire à la réalisation du projet, garantissant ainsi une planification efficace et durable.

## Abstract

This thesis primarily aims to ensure the provision of drinking water to the Gdeyl agglomeration within the specified study horizon. Following a comprehensive analysis of the population's water needs, we designed an integrated system that includes a reservoir with a capacity of 1000 m<sup>3</sup> and a pumping station tailored to meet local constraints. Additionally, we sized the supply and distribution network, taking into account future requirements for flow and pressure. Finally, the study facilitated the establishment of a detailed cost estimate and a timeline for project implementation, thereby ensuring effective and sustainable planning.

# SOMMAIRE

## Chapitre I Présentation de la zone d'étude

Introduction générale.....	1
Introduction .....	2
I. Présentation de la zone d'étude.....	2
I.1 situation géographique .....	2
I.2 Situation topographique .....	4
I.3 Situation géologique et hydrogéologique.....	5
I.3.1 Géologie.....	5
I.3.2 Hydrogéologie.....	5
I.4 Situation climatique.....	7
I.4.1 La pluviométrie.....	7
I.4.2 La température .....	7
I.5 Présentation périmètre d'étude.....	8
I.6 Situation sismicité .....	9
I.6.1 Contexte Tectonique .....	9
I.6.2 Historique Sismique.....	9
I.7 Situation hydraulique .....	10
I.7.1 Capacité et réservoirs existant .....	10
I.7.2 Ressources d'eau .....	10
I.7.3 Variante proposé .....	10
Conclusion.....	12

## Chapitre II Estimation des besoins en eau

Introduction .....	13
II.1 Estimation de la population future.....	13
II.2 Classification des besoins en eau.....	13
II.3 L'évaluation de la consommation moyenne journalière .....	13
II.3.1 Besoins domestique .....	14
II.3.2 Besoins d'équipement.....	14
II.3.3 Besoins espace vert .....	15
II.4 Récapitulation des besoins en eaux de la ville .....	15
II.5 Coefficient d'irrégularité (9).....	15
II.5.1 Coefficient d'irrégularité journalier maximal ( $K_{MAX J}$ ).....	15
II.5.2 Coefficient d'irrégularité minimal .....	15

II.5.3 Coefficient maximum horaire .....	16
II.5.4 Coefficient minimum horaire.....	16
II.6 Détermination des débits .....	17
II.6.1 Débit maximum journalière .....	17
II.6.2 Débit minimum journalière.....	17
II.6.3 Débit moyenne horaire.....	18
II.6.4 Débit maximum horaire .....	18
II.6.5 Débit minimum horaire.....	18
Conclusion :.....	21

### **Chapitre III Etude de réservoir**

Introduction .....	22
III.1 Rôle des réservoirs .....	22
III.2 Classification des réservoirs.....	22
III.3 Emplacement et Altitude des réservoirs.....	23
III.4 Type des réservoirs .....	23
III.4.1 Réservoirs enterré ou semi enterré rectangulaire .....	23
III.4.2 Réservoirs enterré ou semi enterré circulaire .....	23
III.4.3 Réservoirs surélevés .....	23
III.5 Equipements des réservoirs d'alimentation.....	24
III.5.1 Conduite d'arrivée .....	24
III.5.2 Conduite de départ.....	24
III.5.3 Conduite de trop plein .....	24
III.5.4 Conduite de vidange .....	24
III.5.5 Conduite by-pass .....	24
III.6 Matérialisation de la réserve d'incendie.....	24
III.6.1 Système à siphon .....	24
III.6.2 Système à deux prises.....	25
III.7 quelques recommandations sur les réservoirs .....	26
III.8 Choix du l'emplacement du réservoir .....	26
III.9 Capacité de réservoir .....	27
III.9.1 Capacité de réservoir avec la méthode analytique.....	27
III.10 Dimensions du réservoir.....	29
III.10.1 Le diamètre de la cuve.....	29
III.10.2 La hauteur totale du la cuve.....	29
III.11 Dimensionnement de la bache de reprise de station de pompage .....	30

## Chapitre IV Etude de l'adduction

Introduction .....	31
IV.1. Type d'adduction .....	31
IV.1.2 Adduction gravitaire.....	31
IV.1.2 Adduction par refoulement .....	31
IV.1.3 Adduction mixte.....	31
IV.2 Choix du type de canalisation.....	32
IV.3 Les critères du Choix du tracé de l'adduction .....	32
IV.4 Etude des variantes .....	32
IV.4 Etude technico économique de la conduite .....	34
IV.4.1 Méthode de calcul .....	34
IV.4.2 Choix de la gamme .....	34
IV.4.2 Détermination de la vitesse .....	34
IV.4.3 Calcule les pertes de charge .....	34
IV.4.3.1 Perte de charge linéaire : .....	34
IV.4.3.2 Perte de charge singulière.....	35
IV.4.3.3 Perte de charge total .....	35
IV.5 La hauteur manométrique total.....	36
IV.6 Puissance absorbé par la pompe .....	36
IV.7 L'énergie consommé annuellement par la pompe .....	37
IV.8 Frais d'exploitation : .....	37
IV.9 Frais d'annuité : .....	37
IV.10 Frais d'amortissements .....	38
IV.11 Prix totale.....	38
Conclusion.....	40

## Chapitre V Etude de pompage

Introduction .....	40
V.1 Critères de choix du nombre de pompe (6).....	40
V.2 Critères choix du type de pompe (6).....	40
V.3 Détermination le type et le nombre de pompe .....	40
V.4 Courbes caractéristiques des pompes.....	41
V.5 Point de fonctionnement de la pompe.....	42
V.5.1 Courbe caractéristique de la conduite .....	42
V.5.2 Perte de charge Totale .....	42
V.7 Choix du moteur électrique.....	45

V.7.1 Critère de choix du moteur électrique .....	45
V.7.2 Caractéristique du moteur .....	45
V.8 Etude de cavitation.....	45
V.9 Calage de pompe.....	47
V.10 Protection contre la coupe de bélier .....	47
V.10.1 Généralité sur le coup de bélier (1) .....	47
V.10.1.1 Les cause du coup de bélier (1) .....	47
V.10.2 Les risques due aux coups de bélier (1) .....	47
V.10.2.1 Forte pression .....	47
V.10.2.2 Pression négative .....	47
V.10.2.3 Fatigue de la conduite.....	48
V.10.2 Moyen de protection contre le coup de bélier (4) .....	48
V.10.2.1 Réservoir d'air .....	48
V.10.2.2 Cheminée d'équilibre .....	48
V.10.2.3 Volant d'inertie .....	48
V.10.3 Etude du coup de bélier .....	49
V.10.3.1 Dimensionnement des réservoirs d'air .....	49
V.10.3.1.1 La célérité d'onde .....	49
V.10.3.1.2 La charge tenant compte de coup de bélier .....	50
V.10.3.2 Calcule le volume de réservoir d'air .....	51
a) La célérité d'onde .....	51
b) La charge tenant compte de coup de bélier .....	51
c) La charge statique absolue.....	51
d) La charge maximale absolue .....	51
V.11 Conclusion .....	52

## **Chapitre VI Réseau de distribution**

Introduction .....	53
VI.1 Les différents types de réseau .....	53
VI.1.1 Réseau ramifier (1).....	53
VI.1.2 Réseau maillé (1).....	53
VI.1.3 Réseau étagé .....	54
VI.2 Conception d'un réseau : .....	55
VI.2.1 Choix du type de réseau .....	55
VI.2.2 Principe de tracé du réseau maillé .....	55
VI.2.3 Choix du matériau des conduites.....	55

VI.4	Calcule hydraulique du réseau de distribution.....	56
VI.5	Calcule du réseau maillé par la méthode de Hardy-Cross (8).....	56
a)	Lois des nœuds (1ere lois de KIRCHOUFF) .....	56
b)	Lois des mailles (2eme lois de KIRCHOFF) .....	56
VI.5.1	Détermination du débit correctif .....	57
VI.5.2	Principe de la méthode HARDY-CROSS .....	57
VI.6	Calcule du débit correctif.....	57
VI.7	Détermination des débits.....	58
VII.7.1	Lé débit route .....	58
VI.7.2	Le débit spécifique .....	59
VI.7.3	Le débit au nœud .....	59
VI.8.1	Cas de pointe .....	59
VI.8.2	Cas de pointe + incendie .....	64
VI.9	Calcule du réseau .....	70
VI.9.1	Description du logicielle EPANET (5).....	70
VI.10	Détermination des diamètres du réseau.....	71
VI.11	Interprétation des résultats de calcul hydraulique du réseau d'AEP projeté.....	78
	Conclusion.....	78

## **Chapitre VII Pose de canalisation**

VII.1	Pose de canalisation.....	79
VII.1	Principe de pose de canalisation .....	79
VII.2	Les actions reçues par les conduites .....	79
VII.3	Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	80
VII.8	Pose de canalisation sans ouverture de tranchée .....	81
VII.8.1	Pose par fonçage .....	81
VII.8.2	Pose par forage dirigé .....	81
VII.9.1	Les robinets vannes .....	82
VI.11.2	Les clapets .....	84
VI.11.3	Les ventouses.....	84
VI.11.4	Bouches et poteaux d'incendie (3) .....	84
VI.11.5	Les régulateurs de pression (3).....	85
VI.11.6	Les pièces spéciales .....	85
VI.11.7	Les organes de mesure.....	86
VII.11.7.1	Mesure de débit .....	86



## Chapitre VIII Organisation de chantier

VIII.1 Travaux concernant la mise en place des canalisations .....	87
VIII.1.1 Implantation des traces des tranchées sur le terrain.....	87
a) Matérialisation .....	87
b) Nivellement .....	87
VIII.1.2 Excavation des tranchées .....	87
a) Enlèvement de la couche végétale .....	87
b) Excavation .....	87
a. La profondeur de la tranchée $H_{tr}$ .....	88
b. La largeur de la tranchée $b$ .....	88
VIII.1.3 Calcul du déblai d'excavation .....	89
VIII.1.4 Rendement d'exploitation de la pelle choisie .....	90
VIII.1.5 La durée d'excavation.....	90
VIII.1.6 Aménagement du lit de pose des conduites .....	90
VIII.1.7 Volume de Lit de sable.....	91
VIII.1.8 Pose des conduites .....	91
VIII.1.9 Epreuve de joint et de la canalisation .....	92
VIII.1.10 Remblaiement de la tranchée .....	92
VIII.1.10.1 Volume de la conduite .....	92
VIII.1.10.2 Volume du Remblais compacté .....	93
VIII.2 Travaux concernant le réservoir projeté .....	95
VIII.2.1 Calcul du volume des déblais .....	95
VIII.2.2 Calcul du volume du tout-venant.....	96
VIII.2.3 Calcul du volume du béton de propreté .....	96
VIII.2.4 Calcul du volume du béton armé .....	97
VIII.2.5 Calcul du volume du remblai compacté.....	99
VIII.3 Calcul des volumes des travaux de la station de pompage.....	99
VIII.3.1 Calcul du volume de décapage .....	99
VIII.3.2 Calcul du volume des déblais .....	100
VIII.3.3 Calcul du volume du béton de propreté .....	100
VIII.3.5 Calcul du volume du remblai compacté .....	101
VIII.3.6 Calcul du volume de la maçonnerie.....	101
VIII.4 Planification des travaux .....	102
VIII.4.1 Définitions des tâches et leurs durées .....	102
VIII.4.1.1 Station de pompage .....	102

VIII.4.1.2 Adduction .....	103
VIII.4.1.3 Réseau de distribution .....	104
Conclusion.....	106
CONCLUSION GENERALE .....	107

## **Liste des tableaux**

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

<b>Tableau I. 1</b> : Répartition mensuel des précipitations (1999/2019). .....	7
<b>Tableau I. 2</b> : Température moyenne, minimale et maximale (1991/2021). .....	7
<b>Tableau I. 3</b> : Capacité et réservoirs existant. ....	10
<b>Tableau I. 4</b> : Les ressources d'Oran EST. ....	10

### **Chapitre II Evaluation des besoins en eau**

<b>Tableau II. 1</b> : besoin domestique à l'horizon d'étude (2054) .....	14
<b>Tableau II. 2</b> : Besoins d'équipement .....	14
<b>Tableau II. 3</b> : besoins espace vert .....	15
<b>Tableau II. 4</b> : Besoins en eau total .....	15
<b>Tableau II. 5</b> : Variation du coefficient $\beta_{max}$ en fonction de la population.....	16
<b>Tableau II. 6</b> : Variation de coefficient $\beta_{min}$ en fonction de la population.....	17
<b>Tableau II. 7</b> : Variation des débits horaires. ....	19

### **Chapitre III les réservoirs**

<b>Tableau III. 1</b> : Capacité de réservoir par la méthode analytique. ....	28
---	----

### **Chapitre IV Etude d'adduction**

<b>Tableau IV. 1</b> : Etude des variantes .....	32
<b>Tableau IV. 2</b> : détermination de la hauteur manométrique .....	36
<b>Tableau IV. 3</b> : les frais d'exploitation .....	37
<b>Tableau IV. 4</b> : Les frais d'amortissement.....	38
<b>Tableau IV. 5</b> : globale des frais .....	38

### **Chapitre V Etude de pompage**

<b>Tableau V. 1</b> : Caractéristique de conduite de refoulement .....	40
<b>Tableau V. 2</b> : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre .....	41
<b>Tableau V. 3</b> : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement .....	43
<b>Tableau V. 4</b> : Calcul de célérité d'onde du conduit de l'adduction de refoulement.....	51

## Chapitre VI Réseau de distribution

<b>Tableau VI. 1</b> : détermination des débits nodales. ....	60
<b>Tableau VI. 2</b> : détermination des débit nodaux .....	65
<b>Tableau VI. 3</b> : Calcul des paramètres hydrauliques en cas de pointe. ....	71
<b>Tableau VI. 4</b> : Calcule des paramètres hydrauliques en cas de ponte + incendie.....	73

## Chapitre VIII Organisation de chantier

<b>Tableau VIII. 1</b> : Calcul du volume à excaver .....	89
<b>Tableau VIII. 2</b> : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	89
<b>Tableau VIII. 3</b> : Calcul du volume du lit de sable .....	91
<b>Tableau VIII. 4</b> : calcul du volume de la conduite.....	93
<b>Tableau VIII. 5</b> : Coût des travaux.....	94
<b>Tableau VIII. 6</b> : Calcul des volumes des déblais pour le réservoir projeté et la chambre de manœuvres. ....	95
<b>Tableau VIII. 7</b> : Calcul du volume tout-venant pour le réservoir.....	96
<b>Tableau VIII. 8</b> : Calcul du volume du béton de propreté pour le réservoir. ....	96
<b>Tableau VIII. 9</b> : Calcul du volume du béton armé pour le réservoir. ....	97
<b>Tableau VIII. 10</b> : Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir. ....	98
<b>Tableau VIII. 11</b> : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre. ....	98
<b>Tableau VIII. 12</b> : Coût des travaux du réservoir projeté. ....	99
<b>Tableau VIII. 13</b> : Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage .....	100
<b>Tableau VIII. 14</b> : Volumes de travaux de la station de pompage. ....	101
<b>Tableau VIII. 15</b> : Bilan des coûts. ....	102
<b>Tableau VIII. 16</b> : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.....	103
<b>Tableau VIII. 17</b> : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.....	103
<b>Tableau VIII. 18</b> : Temps de réalisation des opérations Du réseau de distribution. ....	104

## Liste des figures

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

<b>Figure I. 1</b> : Situation géographique de la zone d'étude .....	3
<b>Figure I. 2</b> : Carte topographique de la commune Gdeyl.....	4
<b>Figure I. 3</b> : Carte géologique de la ville d'Oran (Wikipédia) .....	6
<b>Figure I. 4</b> : Plan localisant le site du POS source (URBOR).....	8
<b>Figure I. 5</b> : Carte du zonage sismique du nord de l'Algérie. Source : (MTPA, 2008) D'après les statistiques récentes fournis par le CRRAG, l'an 2019 et 2020 étaient .....	9
<b>Figure I. 6</b> : L'alimentation en eau potable de la partie EST de la wilaya d'Oran à partir du réservoir Belgaid 300 000 m3 source (DRE). .....	11

### Chapitre II Evaluation des besoins en eau

<b>Figure II. 1</b> : Histogramme de la consommation horaire. ....	20
<b>Figure II. 2</b> : Courbe de la consommation cumulée .....	20

### Chapitre IV Etude d'adduction

<b>Figure IV. 1</b> : Schéma verticale pour les deux variantes .....	33
<b>Figure IV. 2</b> : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	39

### Chapitre V Etude de pompage

<b>Figure V. 1</b> : Les courbes caractéristiques de la pompe de type MEC-AZ 3/100A.....	42
<b>Figure V. 2</b> : Point de fonctionnement de la pompe .....	44
<b>Figure V. 3</b> : un schéma de montage d'un réservoir d'air Source (livre hydraulique générale l'encastre) (4) .....	52

### Chapitre VI Réseau de distribution

<b>Figures VI. 1</b> : Schéma d'un réseau maillé et ramifier.....	54
<b>Figures VI. 2</b> : Schéma d'un réseau étagé .....	54
<b>Figures VI. 3</b> : schémas pression et débit pour cas de pointe.....	76
<b>Figures VI. 4</b> : schéma pression et débit pour cas de pointe + incendie .....	77

## **Chapitre VII Pose de canalisation**

<b>Figures VII. 1:</b> pose de canalisation dans un terrain ordinaire (polycopie prof B. Saleh) (1)	80
<b>Figures VII. 2 :</b> robinet vanne à opercule (CPH Hydraulique) .....	82
<b>Figures VII. 3 :</b> vanne papillon (CPH Hydraulique) .....	83
<b>Figures VII. 4 :</b> vanne d'altitude source (CPH Hydraulique) .....	83
<b>Figures VII. 5 :</b> Ventouse Simple Fonction À Bride source (CPH Hydraulique) .....	84

## Liste des planches

**Planche 1** : Carnet des nœuds et pièce spéciales

**Planche 2** : Profil en long du réseau de distribution.

**Planche 3** : Profil en long de l'adduction

**Planche 4** : Plans de masse avec réseau projeté

## **Introduction générale**

L'eau, source de vie et moteur de développement, joue un rôle crucial à la fois dans l'augmentation de la production agricole et dans la croissance du développement socio-économique d'un pays.

Avec la croissance démographique et l'amélioration des conditions de vie dans notre pays, la demande en eau s'accroît de manière significative. Cela incite les spécialistes à améliorer constamment les techniques de construction des infrastructures afin de stocker et d'exploiter de manière rationnelle cette précieuse ressource naturelle.

La gestion optimale d'un système d'alimentation en eau potable commence par un dimensionnement précis du réseau, afin de répondre aux besoins de la population à long terme.

C'est dans ce cadre que s'inscrit mon mémoire de fin d'études, qui porte sur l'alimentation en eau potable du POS SUF 1 de la commune de Gdyl (wilaya d'Oran). Ce mémoire a pour objectif d'assurer l'alimentation en eau potable de la commune de Gdyl à l'horizon d'étude en développant une solution technique adaptée à la croissance urbaine. L'objectif de ces efforts est de réaliser un grand nombre d'ouvrages hydrauliques visant à garantir la qualité de l'eau et la continuité de l'alimentation en eau, tout en réduisant les pertes, en préservant l'environnement urbain et en optimisant les coûts. Ces performances sont essentielles pour améliorer la qualité du service offert aux usagers.

Ce mémoire est structuré en quatre parties principales. La première partie présente un état des lieux des infrastructures d'eau potable existantes. La deuxième partie analyse les besoins futurs en eau de la commune. La troisième partie propose une solution technique, incluant le dimensionnement du réseau et la conception d'un réservoir de stockage. Enfin, la quatrième partie est consacrée à l'estimation des coûts et à l'évaluation des délais de réalisation du projet.



---

**CHAPITRE I**  
**PRESENTATION DE LA ZONE**  
**D'ETUDE**

---

## **Introduction**

Avant de lancer tout projet d'approvisionnement en eau potable, il est essentiel de réaliser une étude approfondie du site afin de bien comprendre toutes les caractéristiques du lieu ainsi que les facteurs qui peuvent influencer la conception du projet. Parmi ces facteurs, on peut citer les informations sur l'agglomération, les données hydrauliques, ainsi que la connaissance de la géographie, de la topographie, de la géologie et du climat du site. Ces éléments permettront de prendre les mesures appropriées lors de l'exécution des travaux.

## **I. Présentation de la zone d'étude**

### **I.1 situation géographique**

L'aire de l'étude est située à l'intérieur de la wilaya d'Oran, dans la commune de GDEYL, la commune de GDEYL est située à l'est de la wilaya d'Oran. S'étend sur une superficie de 93,82 km<sup>2</sup>170580 ha.

Elle est limitée comme suit :

- Au nord : La commune de Sidi Ben YABKA
- A l'est : La commune de Hassi MEFSSOUKH
- Au sud : La commune de Ben FRIHA
- Au ouest : La mer méditerrané
- Au nord-ouest : La mer méditerrané
- Au nord est : La commune de Sidi Ben YABKA
- Au sud-ouest : La commune de Hassi Ben OKBA
- Au sud est : La commune de Ben FRIHA

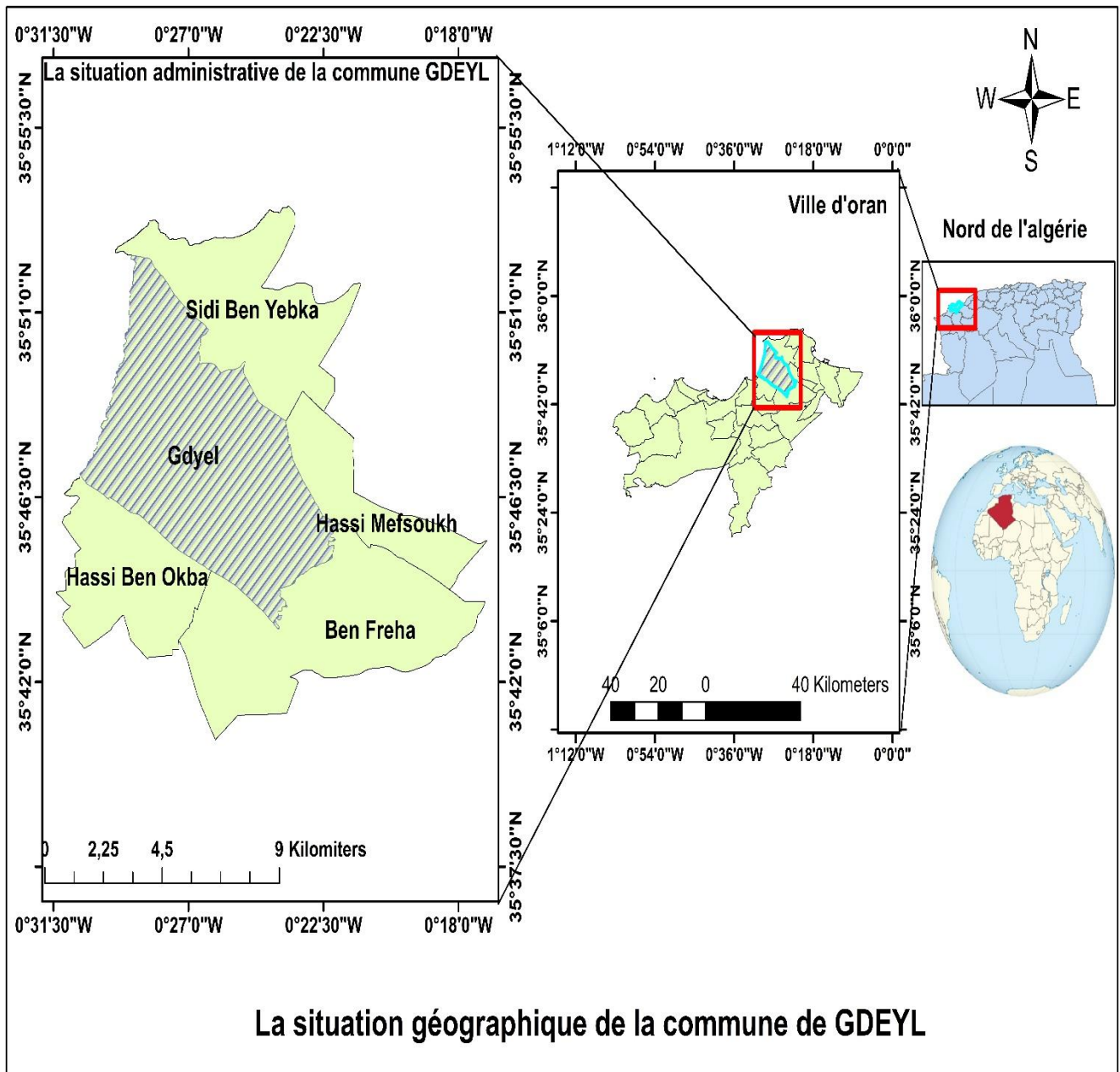
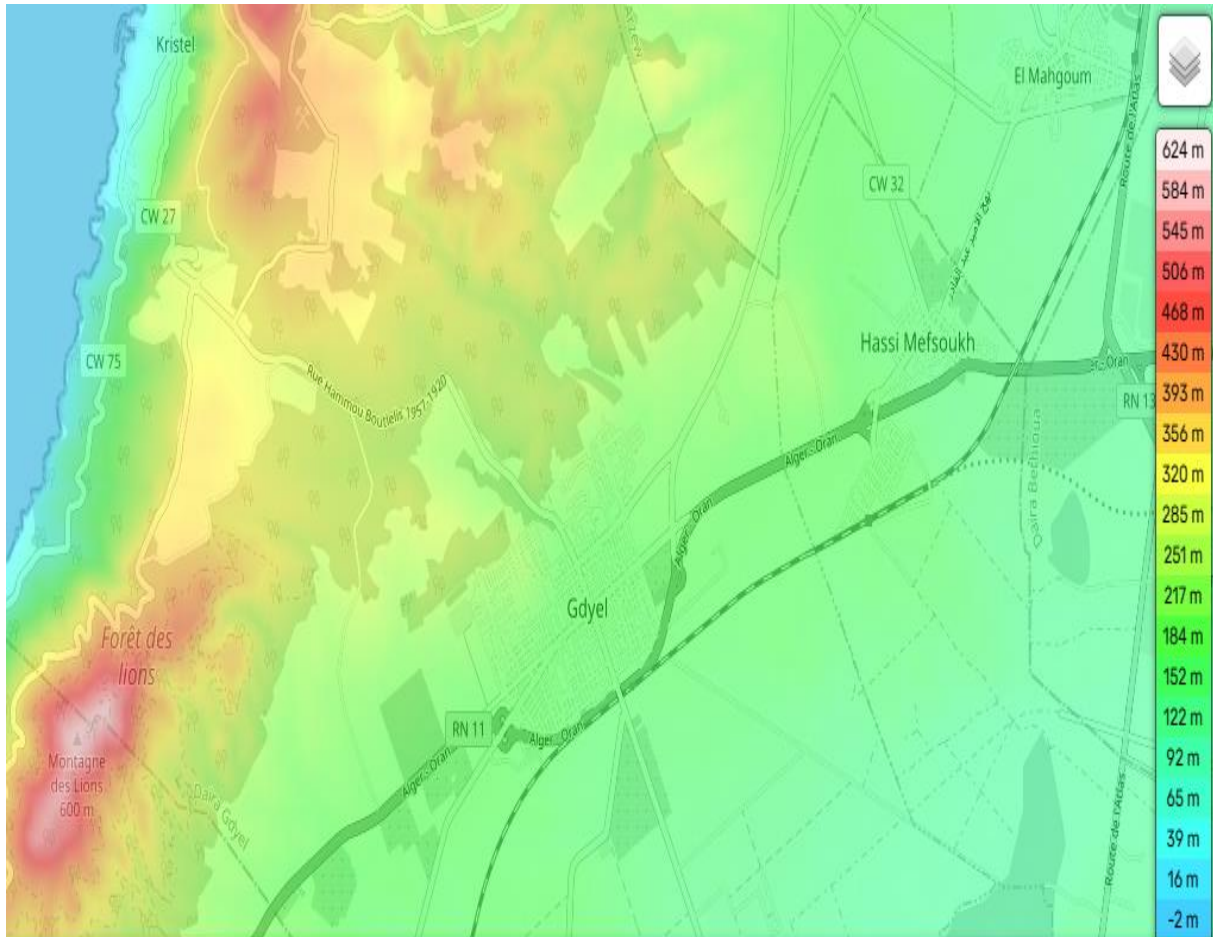


Figure I. 1 : Situation géographique de la zone d'étude

## I.2 Situation topographique

Le relief topographique est en général moyennement incliné, dont les altitudes varient De 173 m Jusqu'à 250 m sur le site de la commune GDEYL.



**Figure I. 2 :** Carte topographique de la commune Gdeyl.

Source (Topographic-map : <https://fr-fr.topographic-map.com/>,2024)

### **I.3 Situation géologique et hydrogéologique**

#### **I.3.1 Géologie**

La région fait partie de l'Atlas tellien, une chaîne de montagnes qui s'étend du Maroc à la Tunisie. L'Atlas tellien est le résultat de la collision entre la plaque africaine et la plaque eurasiatique, ce qui a causé la formation de plis, de failles, et de chevauchements dans les couches géologiques. On y trouve principalement des roches sédimentaires, notamment des calcaires, des marnes, des argiles, et des grès. Ces roches datent principalement du Mésozoïque (Trias, Jurassique, Crétacé) et du Cénozoïque (Tertiaire).

#### **1.3.2 Hydrogéologie**

Les zones côtières à l'est d'Oran abritent des aquifères alluviaux, souvent constitués de sables et de graviers. Ces aquifères sont généralement peu profonds et rechargés principalement par les précipitations et, dans certains cas, par des apports de rivières ou d'oueds intermittents.

Les formations calcaires présentes dans la région peuvent abriter des aquifères karstiques, où l'eau circule dans les fissures et les cavités naturelles du calcaire. Ces aquifères peuvent stocker d'importants volumes d'eau, mais leur recharge dépend des précipitations et de la configuration géologique locale.

La recharge des aquifères dans cette région est fortement dépendante des précipitations, qui sont généralement modérées à faibles, avec une variabilité saisonnière importante. Les précipitations se concentrent principalement en automne et en hiver, tandis que les étés sont chauds et secs. La zone connaît une variabilité interannuelle des précipitations, ce qui peut entraîner des fluctuations importantes des niveaux des nappes phréatiques.

L'exploitation excessive des aquifères côtiers peut entraîner une intrusion d'eau salée, particulièrement dans les zones proches de la mer Méditerranée. Cette salinisation des eaux souterraines est un problème croissant dans certaines zones, rendant l'eau impropre à l'irrigation et à la consommation humaine.

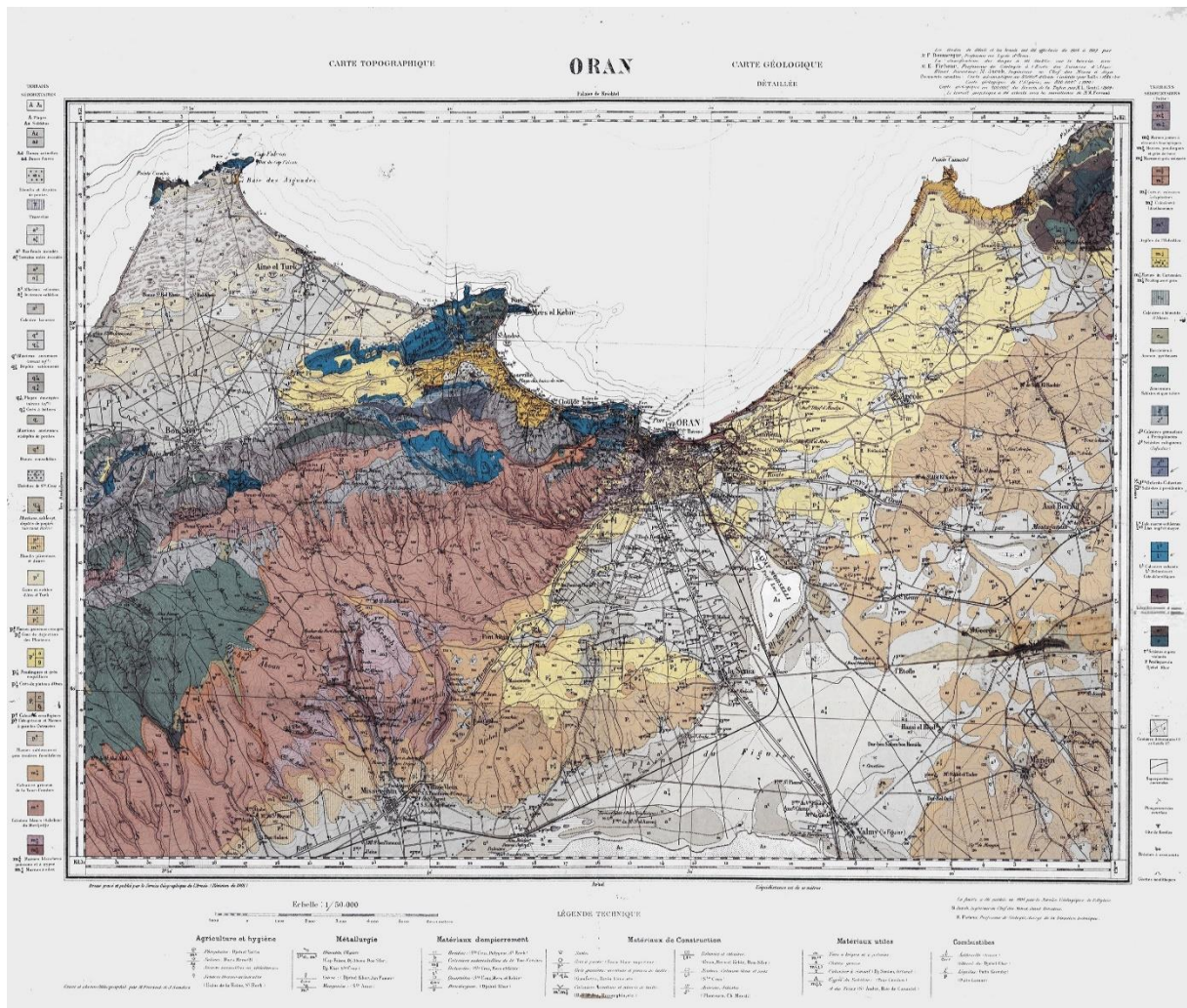


Figure I. 3 : Carte géologique de la ville d'Oran (Wikipédia)

## I.4 Situation climatique

Oran a un climat méditerranéen typique, avec des étés chauds et secs et des hivers doux et humides. La proximité de la mer Méditerranée modère les températures et apporte de l'humidité, mais la région reste sujette à des extrêmes climatiques comme les canicules et les épisodes de sécheresse.

### I.4.1 La pluviométrie

La majorité des précipitations se produit entre l'automne et le printemps, avec des pluies plus fréquentes de novembre à mars. L'été est généralement très sec. Oran reçoit en moyenne entre 300 et 400 mm de pluie par an, ce qui est relativement faible. Les années de sécheresse ne sont pas rares.

**Tableau I. 1** : Répartition mensuel des précipitations (1999/2019).

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
P (mm)	14	33	63	44	50	41	41	39	24	6	1	4
P %	8,1	9,5	10,8	12,1	11,3	9,0	10,0	11,8	10,6	3,5	1,5	1,8

Source (Climate-Data.org /AM OP /OpenStreetMap contributors)

**Remarque :** Avec des précipitations limitées à 360 mm par an, l'agglomération doit envisager des stratégies diverses pour assurer un approvisionnement en eau potable fiable.

### I.4.2 La température

**Tableau I. 2** : Température moyenne, minimale et maximale (1991/2021).

Mois	Jan	Fève	Mars	Avre	Mai	Juin	juil.	Aout	Sept	Oct.	Nove	Déc.	MOY
Température Min (°C)	9,7	9,8	11,4	13,3	16	19,4	22	23,1	21,2	18,1	13,6	10,9	16,18
Température Moyenne (°C)	12,4	12,6	14,3	16,2	18,9	22,5	25,2	26	23,8	20,8	16,2	13,5	19,11
Température Max (°C)	15,1	15,4	17,4	19,2	21,9	25,6	28,6	29,4	27	23,9	18,7	16,1	22,27

Source (Climate-Data.org /AM OP /OpenStreetMap contributors)

**Remarque :** Avec des conduites en PEHD et une température moyenne de 20,11 °C, notre réseau de distribution fonctionne dans des conditions idéales pour ce matériau. Il n'y a pas de stress thermique important sur les conduites, ni de risques accrus pour la qualité de l'eau ou la





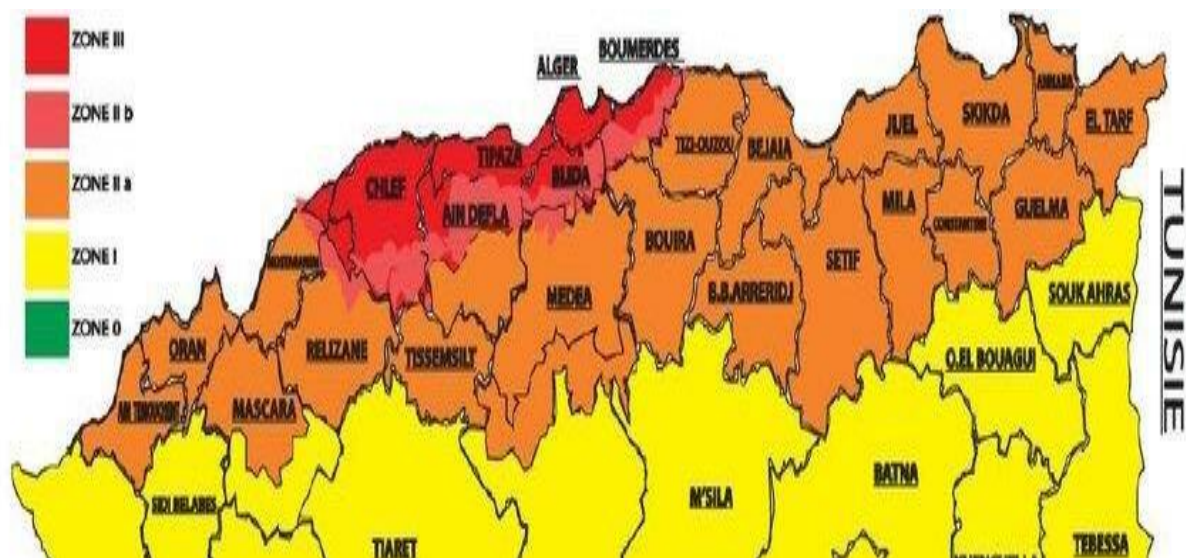
## I.6 Situation sismicité

### I.6.1 Contexte Tectonique

Oran est située à proximité de la frontière entre la plaque africaine et la plaque eurasiatique, où la plaque africaine se déplace vers le nord, en direction de la plaque eurasiatique. Cette zone de convergence est responsable de l'activité sismique dans le nord de l'Algérie. La région fait partie de l'Atlas tellien, une chaîne de montagnes formée par les mouvements tectoniques, qui est une zone sismiquement active.

### I.6.2 Historique Sismique

Oran est située dans une zone sismique où le risque, bien que modéré, ne doit pas être négligé. La ville a déjà connu plusieurs séismes notables, et la gestion des risques sismiques, notamment par le respect des normes de construction et la sensibilisation de la population, est essentielle pour réduire les impacts potentiels des futurs tremblements de terre.



**Figure I. 5** : Carte du zonage sismique du nord de l'Algérie. Source : (MTPA, 2008) D'après les statistiques récentes fournis par le CRRAG, l'an 2019 et 2020 étaient

## I.7 Situation hydraulique

### I.7.1 Capacité et réservoirs existant

**Tableau I. 3** : Capacité et réservoirs existant.

Nbr	Capacité (m <sup>3</sup> )	Altitude (m)
1	1000	232
2	800	229

### I.7.2 Ressources d'eau

Transfère EST :

*Les ressources d'Oran EST.*

**Tableau I. 4** : Les ressources d'Oran EST.

La source	Production (m <sup>3</sup> / j)	Capacité transférée vers Oran (m <sup>3</sup> / j)
SDEM Mactaa	500 000	250 000
SDEM Mostaganem	200 000	40 000
SDEM Kahrama	90 000	52 000
Adduction Gargar (wilaya Rilizane)	110 000	65 000
Adduction Fergoug (wilaya Mascara)	65 000	30 000

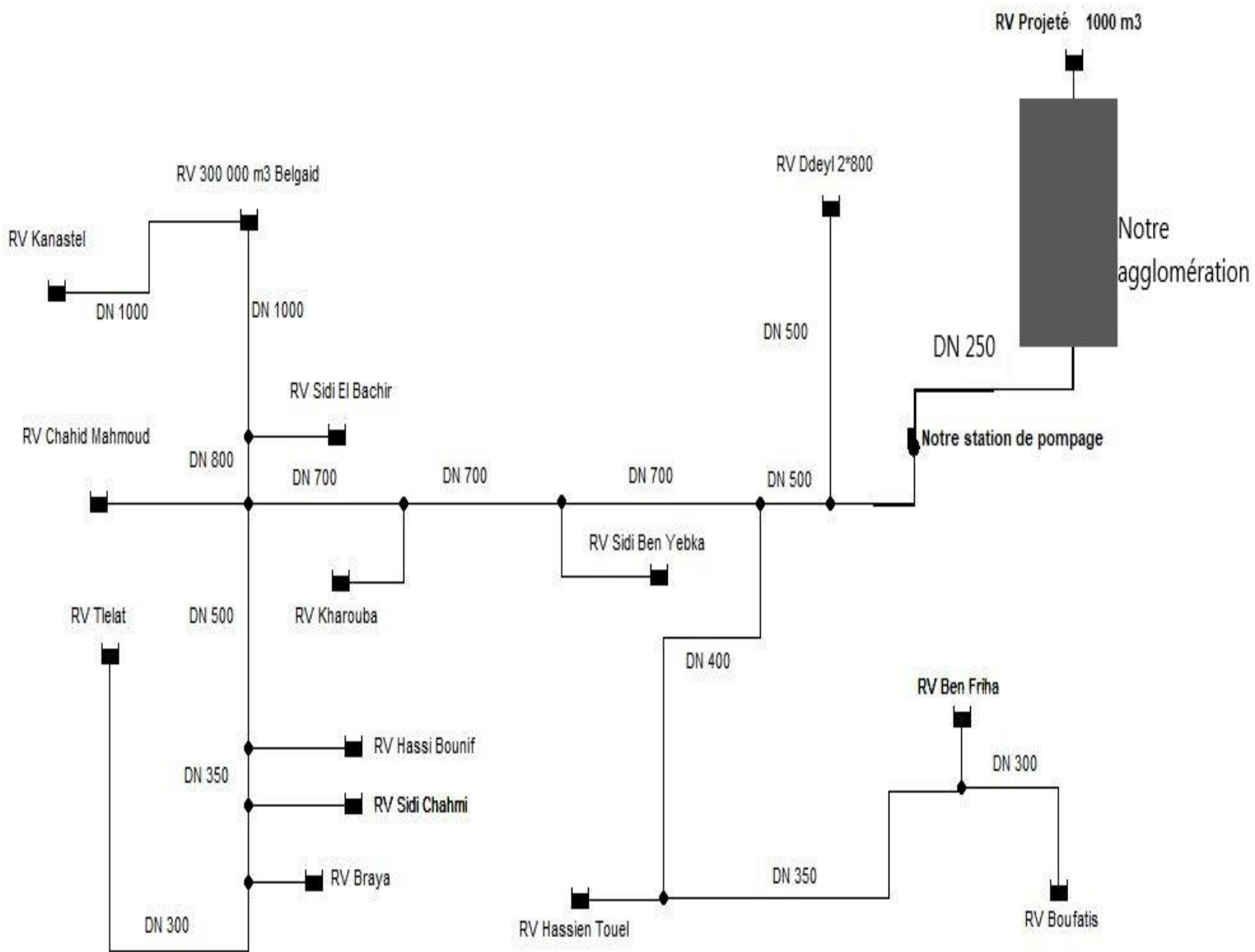
**Remarque :** Ces ressources sont destinées au stockage dans le réservoir de Belgaid avec une capacité de 300 000 m<sup>3</sup>/j, à partir MAO (Transfère Mostaganem à Oran).

Actuellement les adductions GARGAR et FERGOUG sont hors de service.

### I.7.3 Variante proposé

La solution proposée pour l'alimentation de la nouvelle ville de Gdyl consiste à prévoir la construction d'un réservoir pour garantir une pression acceptable sur l'ensemble de la zone concernée.

Le réservoir sera alimenté par un piquage sur la conduite fonte, d'un diamètre de 500 mm (grand transféré MAO), via une conduite d'adduction par refoulement. Les conduites d'adduction ainsi que celles du réseau de distribution seront toutes en PEHD.



**Figure I. 6 :** L'alimentation en eau potable de la partie EST de la wilaya d'Oran à partir du réservoir Belgaid 300 000 m3 source (DRE).

**Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons identifié les données essentielles concernant notre région, notamment sur les plans topographique, géologique, ainsi que la situation hydraulique actuelle. Sur le plan hydraulique, les ressources en eau sont limitées, comme en témoignent les précipitations annuelles modestes d'environ 360 mm, ce qui justifie la nécessité de solutions techniques robustes pour assurer un approvisionnement continu en eau potable. De plus, le climat, avec une température moyenne annuelle de 20,11°C, crée des conditions relativement stables, favorables à la durabilité des conduites en PEHD utilisées dans le réseau d'alimentation. Ces informations seront utilisées comme base pour commencer l'étude de notre projet.

---

## **Chapitre II**

### **Estimation des besoins en eau**

---

## Introduction

Pour répondre aux besoins en eau potable d'une ville, il est nécessaire d'établir une norme spécifique pour chaque groupe d'utilisateurs.

Cette norme ou allocation, est calculée comme le ratio entre le débit d'eau quotidien et le nombre de consommateurs.

L'estimation de la consommation d'eau varie selon plusieurs éléments tels que la croissance démographique, les installations sanitaires et le niveau de vie des habitants.

Par conséquent, cette estimation change d'une période à l'autre et varie selon les différentes villes.

### II.1 Estimation de la population future

Pour le calcul de la population future, le taux d'occupation pour l'horizon d'étude 2054 est (7) personne par logement.

On a 1735 logements, notre population va être :

$$P = 1735 \times 7 = 12145 \text{ habitants.}$$

### II.2 Classification des besoins en eau

La classification des besoins en eau est le processus de catégorisation de la demande en eau selon divers usages et secteurs, ce cadre permet de hiérarchiser et d'organiser l'utilisation de l'eau afin de faciliter une gestion efficace et durable des ressources hydrique.

### II.3 L'évaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière désigne la quantité moyenne de l'eau potable consommée par personne par jour, calculer par cette formule

$$Q_{\text{MOYJ}} = \frac{D_i \times N_i}{1000} \text{ m}^3/\text{j} \quad \text{I. (1)}$$

Avec

$Q_{\text{MOYJ}}$  : consommation moyenne journalière en  $\text{m}^3/\text{j}$  ;

$Q_i$  : dotation journalière en  $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ .

$N_i$  : nombre de consommateurs

### II.3.1 Besoins domestique

J'ai opté pour une dotation de 200 l/j afin de répondre de manière adéquate aux besoins croissants de la population, tout en prenant en compte les ressources disponibles, à savoir les eaux issues du dessalement, qui offrent une solution fiable et durable face à la variabilité des ressources hydriques naturelles et aux précipitations relativement faibles dans la région.

**Tableau II. 1** : besoin domestique à l'horizon d'étude (2054)

NBR D'HABITANT	DOTATION (l/j)	DEBIT (M3/J)
12145	200	2429

### II.3.2 Besoins d'équipement

**Tableau II. 2** : Besoins d'équipement

Désignation	Effectifs (unité)	DOTATION (l/j/unité)	DEBIT (m3/j)
Ecole primaire 1	410	20	8,2
Ecole primaire 2	450	20	9
CEM	621	20	12,42
Lycée	580	25	14,5
Centre de santé	150	10	1,5
Centre culturel	110	15	1,65
Complexe sportif	90	120	10,8
Zone des siègés	7205 m <sup>2</sup>	5	36,02
Mosquée	650	15	9,75
Sureté urbaine	1537 m <sup>2</sup>	5	7,68
Hôtel	150	180	27
Marché	2556 m <sup>2</sup>	5	12,78
Centre commercial	11492 m <sup>2</sup>	5	57,46
Station de service	2095 m <sup>2</sup>	5	10,47
Réserve équipement 1	6947 m <sup>2</sup>	5	34,73
Réserve équipement 2	6152 m <sup>2</sup>	5	30,76
Réserve équipement 3	9896 m <sup>2</sup>	5	49,48

### II.3.3 Besoins espace vert

**Tableau II. 3 :** besoins espace vert

Désignation	Superficie (m <sup>2</sup> )	DOTATION(l/j/m <sup>2</sup> )	DEBIT (m <sup>3</sup> /j)
Place publique 1	4063	5	20,31
Place publique 2	9014	5	45,07
Jardin pédagogique	5287	5	26,43
Espace récréatif	5288	5	26,44
Espace vert	14469	5	72,34
Total	38121	<b>5</b>	<b>190,60</b>

### II.4 Récapitulation des besoins en eaux de la ville

**Tableau II. 4 :** Besoins en eau total

Type de besoins	Débit (m <sup>3</sup> /j)
Domestique	2429
Equipement	334,22
Espace Vert	190,60
TOTAL	2953,82

### II.5 Coefficient d'irrégularité (7)

#### II.5.1 Coefficient d'irrégularité journalier maximal ( $K_{MAX J}$ )

Ce coefficient varie entre 1,1 et 1,3, est utilisé pour compenser les pertes dues aux fuites et aux gaspillages dans le réseau. Il augmente la consommation moyenne estimée de 10% à 30%.

On prend  $K_{max j} = 1,2$ .

#### II.5.2 Coefficient d'irrégularité minimal

C'est le rapport entre la consommation minimale par la consommation moyenne

Ce coefficient varie entre 0,7 et 0,9, On prend Pour notre cas  $K_{min J} = 0,7$ .



### II.5.3 Coefficient maximum horaire

Ce coefficient illustre l'augmentation de la consommation quotidienne, Il intègre l'accroissement démographique, ainsi que le niveau de confort et les conditions de travail industriel.

Globalement, ce coefficient peut se subdiviser en deux coefficients distincts :  $\alpha_{\max}$  et  $\beta_{\max}$  ;

$$\text{Tel que :} \quad K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad \text{I. (2)}$$

Avec

$\alpha_{\max}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\max} = 1,25$ .

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

**Tableau II. 5** : Variation du coefficient  $\beta_{\max}$  en fonction de la population

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

Pour notre cas nombre d'habitation est : 12145, donc  $\beta_{\max}$  sera : 1,2

$$K_{\max h} = 1,2 \times 1,25 = 1,5$$

### II.5.4 Coefficient minimum horaire

Ce coefficient est utilisé pour calculer le débit horaire minimum, ce qui facilite l'évaluation de la performance de notre réseau en termes de pression.

$$\text{Tel que :} \quad K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad \text{I. (3)}$$

Avec :

$\alpha_{\min}$  : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail. Il varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend  $\alpha_{\min} = 0,5$ .

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

**Tableau II. 6** : Variation de coefficient  $\beta_{\min}$  en fonction de la population.

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

Pour notre cas nombre d'habitation est : 12145,

Donc  $\beta_{\min}$  sera : 0,4 et  $K_{\min,h} = 0,6 \times 0,4 = 0,24$

## II.6 Détermination des débits

### II.6.1 Débit maximum journalière

Ce débit, correspondant au jour de consommation maximale annuelle.

Tel que :  $Q_{\max h} = Q_{\text{moy } j} \times K_{\max j}$  I. (4)

Avec :

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

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

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

Donc :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy } j} \times K_{\max j} = 2953,825 \times 1,2 = 3544,59 \text{ m}^3/\text{j}$$

### II.6.2 Débit minimum journalière

Ce débit, correspondant au jour de consommation minimal annuelle.

Tel que :  $Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} \times K_{\min j}$  I. (5)

Avec :

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

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

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

Donc  $Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} \times K_{\min j} = 2953,825 \times 0,7 = 2067,6775 \text{ m}^3/\text{j}$

### II.6.3 Débit moyenne horaire

Débit moyenne horaire est calculer par cette relation :

$$Q_{\text{moy h}} = \frac{Q_{\text{max j}}}{24} \quad \text{I. (6)}$$

Avec :

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

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

Donc :

$$Q_{\text{moy h}} = \frac{Q_{\text{max j}}}{24} = \frac{3544,59}{24} = 147,69125 \text{ m}^3/\text{h}$$

### II.6.4 Débit maximum horaire

Calculer par la relation suivante :

$$Q_{\text{max h}} = K_{\text{max h}} \times Q_{\text{moy h}} \quad \text{I. (7)}$$

Donc :

$$Q_{\text{max h}} = K_{\text{max h}} \times Q_{\text{moy h}} = 1,5 \times 147,69125 = 221,54 \text{ m}^3/\text{h}$$

### II.6.5 Débit minimum horaire

Calculer par la relation suivante :

$$Q_{\text{min h}} = K_{\text{min h}} \times Q_{\text{moy h}} \quad \text{I. (8)}$$

Donc :

$$Q_{\text{min h}} = K_{\text{min h}} \times Q_{\text{moy h}} = 0,24 \times 147,69125 = 35,45 \text{ m}^3/\text{h}$$

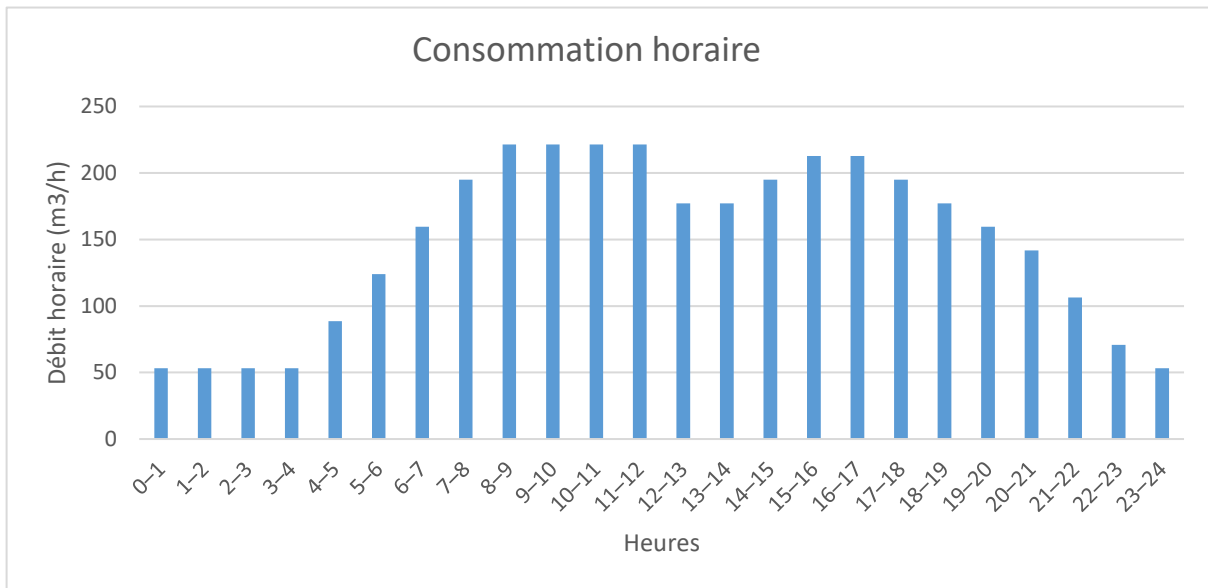
## II.7 Variation horaire de la consommation totale selon le nombre habitants

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 variant de 10001 à 50000 habitants pour l'horizon 2054.

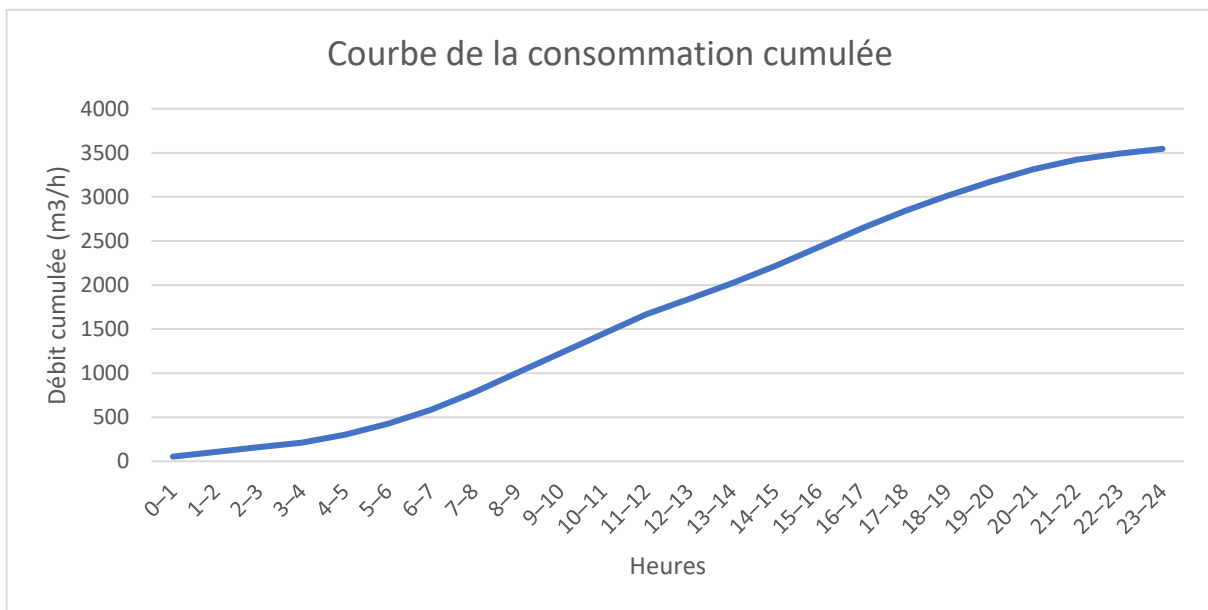
**Tableau II. 7** : Variation des débits horaires.

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max, j} = 3544,59 \text{ m}^3/\text{J}$		Cumulée	
(h)	%	M <sup>3</sup> /h	%	M <sup>3</sup> /h
0-1	1,5	53,16	1,5	53,16
01-02	1,5	53,16	3	106,33
02-03	1,5	53,16	4,5	159,50
03-04	1,5	53,16	6	212,67
04-05	2,5	88,61	8,5	301,29
05-06	3,5	124,06	12	425,3
06-07	4,5	159,50	16,5	584,85
07-08	5,5	194,95	22	779,80
08-09	6,25	221,53	28,25	1001,34
09-10	6,25	221,53	34,5	1222,88
10-11	6,25	221,53	40,75	1444,42
11-12	6,25	221,53	47	1665,95
12-13	5	177,22	52	1843,18
13-14	5	177,22	57	2020,41
14-15	5,5	194,95	62,5	2215,36
15-16	6	212,6	68,5	2428,04
16-17	6	212,67	74,5	2640,71
17-18	5,5	194,95	80	2835,67
18-19	5	177,22	85	3012,90
19-20	4,5	159,50	89,5	3172,40
20-21	4	141,78	93,5	3314,19
21-22	3	106,33	96,5	3420,52
22-23	2	70,89	98,5	3491,42
23-24	1,5	53,16	100	3544,59
Total	100	3544,59		

**Résultats:**  $Q_{\max h} = 221,54 \text{ m}^3/\text{h} = 61,54 \text{ l/s}$ ;  $Q_{\min h} = 53,17 \text{ m}^3/\text{h} = 14,77 \text{ l/s}$



**Figure II. 1 :** Histogramme de la consommation horaire.



**Figure II. 2 :** Courbe de la consommation cumulée

**Conclusion :**

En conclusion, l'estimation des besoins en eau potable réalisée dans ce chapitre permet de mieux cerner les exigences hydriques futures de l'agglomération en pleine expansion. Grâce à une analyse rigoureuse des paramètres démographiques, des dotations en eau par habitant, ainsi que des particularités locales, ce chapitre nous a permis de déterminer les débits journaliers (Maximum et minimum) et la détermination des débits horaires (maximum et minimum).

Ces données serviront de base pour le dimensionnement de réseau de distribution et d'adduction.

---

## **CHAPITRE III**

### **Les réservoirs**

---

## Introduction

Les réservoirs d'eau potable sont des structures essentielles pour stocker et protéger l'eau destinée à la consommation humaine.

Ils jouent un rôle crucial dans les systèmes de distribution d'eau en permettant une gestion efficace des ressources en eau et en assurant un approvisionnement constant malgré les fluctuations de la demande ou de l'approvisionnement.

### III.1 Rôle des réservoirs (1)

- Au cours d'une même journée, le débit d'apport d'eau est uniforme, alors que celui de la distribution est variable dans le temps le but est de réaliser une liaison entre ces deux régimes.
- Rôle d'emménagement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures où la consommation devient importante
- Dans le cas où le réseau est enterré longitudinalement et que de faibles pressions apparaissent aux points les plus éloignés du réservoir principal, on construit dans cette zone un deuxième réservoir appelé réservoir d'extrémité ou d'équilibre, à une cote moins élevée que celle du réservoir principal pour faciliter son remplissage par gravité dans le cas où les deux réservoirs sont alimentés par une seule source, pendant les heures creuses de consommation.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe
- Assurer la réserve d'incendie
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relai.

### III.2 Classification des réservoirs (2)

D'après la nature des matériaux, on distingue

- Réservoirs métalliques,
- Réservoirs en maçonnerie,
- Réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.

D'après la situation des lieux, ils peuvent être

- Réservoirs enterrés,
- Réservoirs semi-enterrés,
- Réservoirs surélevés, sur tour.



Enfin d'apprêt des considérations esthétique, ils peuvent

- Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage
- Soit d'intégrer au paysage

### **III.3 Emplacement et Altitude des réservoirs**

- L'emplacement d'un réservoir est déterminé par la topographie. Il doit garantir une pression suffisante lors des périodes de pointe. Ainsi, l'altitude de la base du réservoir (radier) doit être supérieure à la cote piézométrique maximale requise au sein du réseau de distribution.
- Pour déterminer la cote du radier, il est nécessaire d'évaluer la perte de charge entre le réservoir et la plus haute cote piézométrique à desservir, ce qui permettra de définir le type de réservoir à adopter. La cote du radier peut être ajustée à la hausse de quelques mètres afin de prévoir d'éventuelles extensions futures de l'agglomération.
- Le réservoir doit être situé dans une zone à l'abri des risques naturels (inondations, glissements de terrain) et des activités industrielles polluantes, afin d'assurer la sécurité et la qualité de l'eau stockée.
- L'emplacement doit offrir suffisamment de terrain pour accueillir la structure du réservoir et ses infrastructures associées (station de pompage, équipements de traitement, etc.).

### **III.4 Type des réservoirs**

Les dispositions générale données plus haut seront précisées ci-après : (2)

#### **III.4.1 Réservoirs enterré ou semi enterré rectangulaire**

Ils seront exécutés en maçonnerie de béton armé ordinaire ou précontrainte

La couverture sera étanche et protégée par de la terre ou du sable sur 0,20 à 0,30 m d'épaisseur.

Au-dessus de l'eau, un matelas d'air de 0,5 m environ sera réservée

Un accès avec regard et échèle de de descente sera prévu pour les visites.

Une ventilation convenable sera ménagée et conçue de façon à éviter l'entrés des petits animaux ou insecte.

#### **III.4.2 Réservoirs enterré ou semi enterré circulaire**

Les dispositions d'ensemble de la fontainerie restent les mémés que celle décrire pour les réservoirs rectangulaires.

#### **III.4.3 Réservoirs surélevés**

La hauteur de ces réservoirs, entre sol et radier de la cuve, est variable.

Les hauteurs de tour support dépassent 50 m sans exceptionnelle, la cuve et la tour sont exécutées généralement en béton armé ; le béton de la cuve et parfois précontrainte.

### **III.5 Equipements des réservoirs d'alimentation**

#### **III.5.1 Conduite d'arrivée**

Il est préférable que l'arrivée d'eau se fasse par siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de sortie, afin de favoriser le brassage. Cela permet d'assurer le renouvellement de l'eau.

#### **III.5.2 Conduite de départ**

Cette conduite est positionnée à l'opposé de la conduite d'arrivée, à 15 ou 20 cm au-dessus du radier, afin de prévenir l'entrée de matières en suspension. Son extrémité est dotée d'une crépine courbée pour empêcher la formation de vortex (et ainsi éviter l'infiltration d'air dans la conduite). Elle est également équipée d'une vanne à survitesse.

#### **III.5.3 Conduite de trop plein**

Cette conduite sert à évacuer l'excès d'eau entrant dans le réservoir en cas de défaillance d'une pompe qui ne s'arrêterait pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit être équipée de sa propre conduite de trop-plein.

#### **III.5.4 Conduite de vidange**

Cette conduite permet de vider le réservoir lors des opérations de nettoyage ou de réparation. Elle est équipée d'un robinet-vanne et est généralement reliée à la conduite de trop-plein. Il est important de nettoyer le robinet-vanne après chaque vidange afin d'éviter l'accumulation de sable.

#### **III.5.5 Conduite by-pass**

Elle connecte la conduite d'arrivée à la conduite de départ dans un réservoir, permettant ainsi de maintenir l'alimentation du réseau lorsque le réservoir est mis hors service pour entretien.

### **III.6 Matérialisation de la réserve d'incendie**

#### **III.6.1 Système à siphon**

Le siphon se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, afin de préserver cette réserve. Cela permet de renouveler constamment l'eau tout en garantissant que la réserve reste disponible en permanence.

### III.6.2 Système à deux prises

Il est rarement utilisé en raison de la présence d'une tranche d'eau morte, ce qui signifie que la réserve de sécurité n'est pas correctement renouvelée.

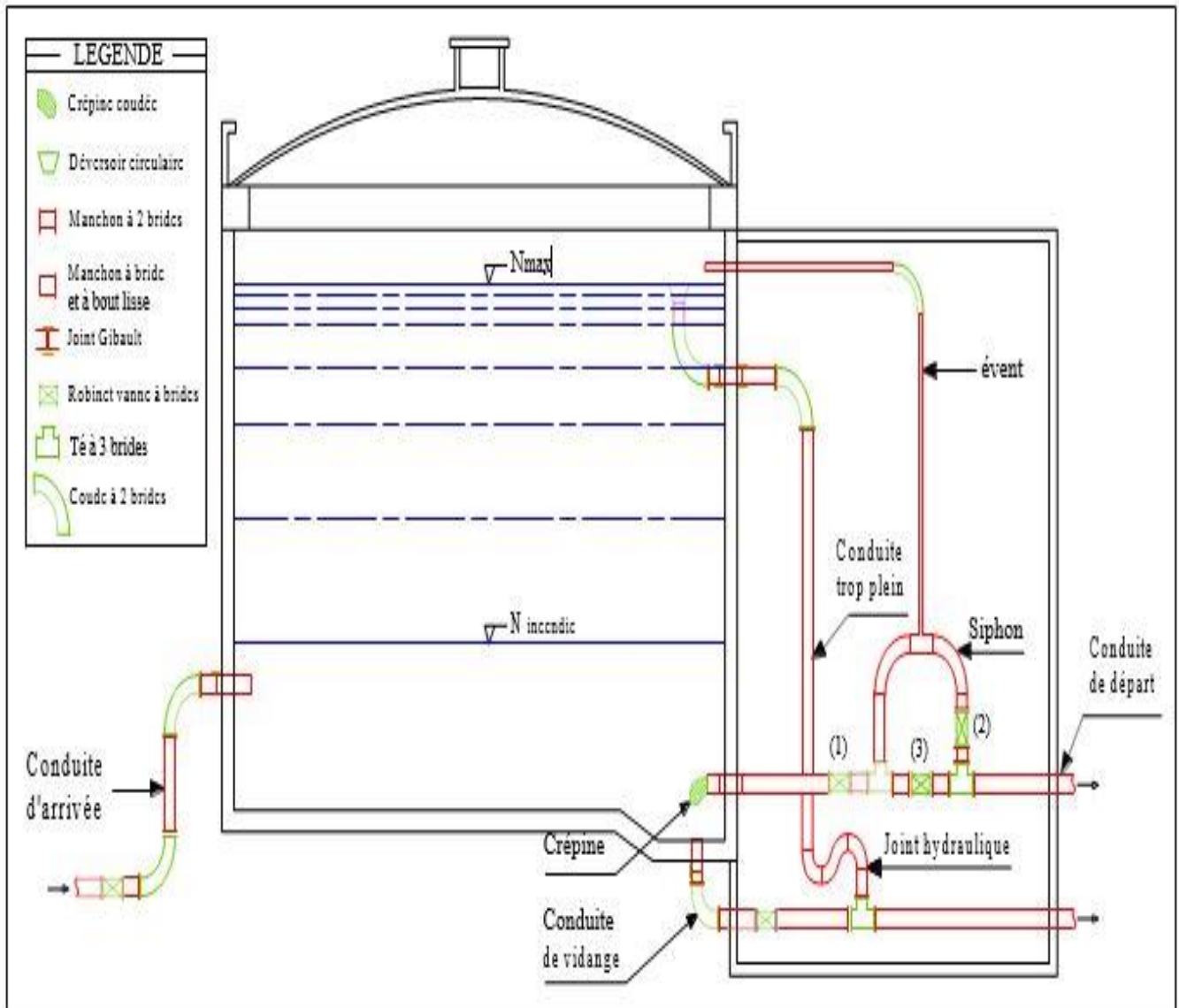


Figure III. 1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré.

### III.7 quelques recommandations sur les réservoirs

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution extérieure et les variations importantes de température.
- Ils doivent être facilement accessibles, et leur installation doit permettre de vérifier leur étanchéité en tout temps.
- Un dispositif permettant de prélever des échantillons d'eau doit être installé en amont et en aval immédiats du réservoir.
- Les matériaux constituant les réservoirs ne doivent pas se désagréger ni transmettre des saveurs ou des odeurs désagréables à l'eau.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau, et au moins une fois par an, les réservoirs doivent être vidés, nettoyés et désinfectés.
- Des mesures doivent être prises pour garantir l'approvisionnement en eau potable pendant la période de mise hors service.

### III.8 Choix du l'emplacement du réservoir

Pour le choix de l'emplacement de notre réservoir, nous avons retenu un site situé à une altitude de 250 mètres, ce qui permettra d'assurer une distribution gravitaire optimale vers l'ensemble de la zone desservie. Les coordonnées géographiques du site sont  $X = 733562.73$  m E et  $Y = 3964790.99$  m N, ce qui positionne le réservoir à un emplacement stratégique, proche des zones de consommation, tout en respectant les exigences techniques de notre projet. De plus, une étude géotechnique approfondie a confirmé la stabilité du sol à cet emplacement, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité de la structure, avec un sol capable de supporter la charge du réservoir sans risque d'affaissement ou d'instabilité.

En outre, le facteur humain a été pris en compte dans ce choix, en veillant à ce que l'emplacement soit facilement accessible pour les équipes d'entretien et à proximité des infrastructures existantes, minimisant ainsi les perturbations pour les populations locales et optimisant la gestion quotidienne du réservoir.

### III.9 Capacité de réservoir

Généralement, la capacité d'un réservoir est calculée pour répondre aux variations quotidiennes du débit de consommation, en prenant en compte la journée où la consommation est la plus élevée.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'entrée, du débit de sortie, et éventuellement d'une réserve pour les besoins incendie. Deux méthodes peuvent être employées pour établir cette capacité :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

Remarque : pour notre cas on va utiliser la méthode analytique.

#### III.9.1 Capacité de réservoir avec la méthode analytique

La méthode analytique consiste à déterminer le volume résiduel dans le réservoir pour chaque heure de la journée. Le volume de régulation sera alors calculé en fonction de ces données :

$$V_r = \frac{A \times Q_{max j}}{100} \text{ m}^3 \quad \text{III. (1)}$$

Avec :

$V_r$  : volume résiduelle

$A$  : fraction horaire du débit maximum journalier

$Q_{max j}$  : débit maximum journalier

Pour calculer le volume totale il faut ajouter le volume d'incendie au volume résiduelle

$$V_t = V_r + V_i \quad \text{III. (2)}$$

Avec :  $V_i = 120 \text{ m}^3$

Remarque : Pour notre cas la station de pompage refoule 20 h par jour

**Tableau III. 1** : Capacité de réservoir par la méthode analytique.

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	Volume restant dans le réservoir (%)
0-1	5	1.5	3,5		3,5
1_2	5	1.5	3,5		7
2_3	5	1.5	3,5		10,5
3_4	5	1.5	3,5		14
4_5	5	2.5	2,5		16,5
5_6	5	3.5	1,5		18
6_7	5	4.5	0,5		18,5
7_8	5	5.5		-0,5	18
8_9	5	6.25		-1,25	16,75
9_10	5	6.25		-1,25	15,5
10_11	5	6.25		-1,25	14,25
11_12	5	6.25		-1,25	13
12_13	5	5.00	0	0	13
13_14	5	5.00	0	0	13
14_15	5	5.50		-0,5	12,5
15_16	5	6.00		-1	11,5
16_17	5	6.00		-1	10,5
17_18	5	5.50		-0,5	10
18_19	5	5.00	0	0	10
19_20	5	4.50	0,5		10,5
20_21	0	4.00		-4	6,5
21_22	0	3.00		-3	3,5
22_23	0	2.00		-2	1,5
23_24	0	1.50		-1,5	0
Total	100	100			

Calcule la capacité de réservoir, le volume résiduelle sera

$$V_r = \frac{18,5 \times 4658,74}{100} = 655,74915 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera :  $V_t = V_r + V_i = 655,75 + 120 = 875,75 \text{ m}^3$

Le volume normalisée sera :  $V_n = 1000 \text{ m}^3$

Donc l'alimentation de notre agglomération sera assurée avec le nouveau réservoir projeté  $1000 \text{ m}^3$ , qui situé à une altitude de 260 m.

### III.10 Dimensions du réservoir

La section circulaire est généralement choisie pour les réservoirs de capacité inférieure à  $10\,000 \text{ m}^3$ , ce qui en fait un choix approprié pour notre réservoir. La hauteur optimale d'eau utile se situe généralement entre 3 et 6 m, mais elle peut atteindre 7 à 8 m pour les grands réservoirs.

On pose :  $h = 4 \text{ m}$

#### III.10.1 Le diamètre de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h} \rightarrow \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \rightarrow D = \sqrt{\frac{V_n \cdot 4}{\pi \cdot h}} \quad \text{III. (3)}$$

Avec :

$V_n$  : capacité normalisée du réservoir ( $\text{m}^3$ ) ;

S : section du réservoir ( $\text{m}^2$ ) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

H : hauteur utile optimale d'eau (m),

$$\text{AN: } D = \sqrt{\frac{1000 \cdot 4}{3,14 \cdot 4}} = 17,84 \text{ m, on prend } D = 18 \text{ m}$$

La hauteur utile optimale d'eau devient

$$h = \frac{V_n \cdot 4}{\pi \cdot D^2} = \frac{1000 \cdot 4}{\pi \cdot 18^2} = 3,93 \text{ m, on prend } h = 4 \text{ m}$$

#### III.10.2 La hauteur totale du la cuve

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il est nécessaire de prévoir un espace d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1 m au-dessus du niveau de l'eau.

$$H = h + R \quad \text{III. (4)}$$

Avec :

H : hauteur totale de la cuve (m) ;

R : revanche (m),

On prend :  $R = 1 \text{ m}$ .

$$\text{AN : } H = 4 + 1 = 5 \text{ m.}$$

### III.11 Dimensionnement de la bête de reprise de station de pompage

La station de pompage (SP1) se situe à une altitude de 188 m. Les pompes de cette station sont alimentées par gravité à partir de point de piquage du conduit de font avec un diamètre de 500 mm

La station de pompage (SP1) alimente le réservoir projeté 1000 m<sup>3</sup>, Le débit entrant à la Station de pompage (SP1) est de 177,228 m<sup>3</sup>/h, soit un débit de 49,23 l/s.

Alors le volume de la bête de cette station de pompage est déterminé par la méthode Analytique.

Le volume de la bête sera déterminé selon formule suivant :

$$V_B = \frac{Q_{tr} \times t}{2} \quad \text{III. (5)}$$

Avec

- $V_B$  : Volume de la bête
- $Q_{tr}$  : Débit transit
- $t$  : le temps de stockage (4 heures)

$$V_B = \frac{Q_{tr} \times t}{2} = \frac{177,228 \times 4}{2} = 354,45 \text{ m}^3$$

On choisit un volume normalisé de 500 m<sup>3</sup>

### Conclusion

En conclusion, dans ce chapitre on a déterminé la capacité nécessaire de stockage pour notre agglomération, et que l'alimentation du réseau se fait à partir d'un réservoir projeté circulaire avec une capacité de 1000 m<sup>3</sup> et une altitude de 250 m.



---

**CHAPITRE IV**  
**ETUDE D'ADDITION**

---

## Introduction

Les systèmes d'adduction sont essentiels pour garantir le transfert d'eau entre le point de captage et le point de stockage. Dans la réalité, ces points sont généralement assez éloignés, voire parfois séparés par de grandes distances. Les infrastructures d'adduction sont habituellement de grandes envergures. Nous devons prendre en compte et analyser tous les facteurs techniques et économiques liés à l'établissement de notre canalisation. Étant donné que ces deux aspects sont interdépendants, cette étude nous aidera à sélectionner la solution optimale.

### IV.1. Type d'adduction

Les adductions peuvent être classées en trois catégories :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

#### IV.1.2 Adduction gravitaire

Il s'agit d'une adduction où l'écoulement se fait par gravité. Ce type d'adduction est utilisé lorsque la source est située à une altitude supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage de réception.

#### IV.1.2 Adduction par refoulement

Il s'agit d'une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide de machines hydrauliques. Ce type d'adduction est utilisé lorsque la source est située à une altitude inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage de réception.

#### IV.1.3 Adduction mixte

Il s'agit d'une adduction où la conduite sous pression se transforme en conduite gravitaire, ou vice versa. La transition entre les deux types de conduite est assurée par un réservoir tampon. Dans le cadre de notre étude, l'adduction à concevoir est une adduction mixte, combinant graviter et refoulement.

**Remarque :** Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour un système d'adduction par refoulement. On refoule l'eau vers le réservoir de capacité 1000 m<sup>3</sup>. Le point de captage d'eau est un picage d'apprêt la conduite fonte ductile avec un diamètre de 500 mm

## IV.2 Choix du type de canalisation

Le choix du type de canalisation pour un système d'adduction d'eau dépend de plusieurs facteurs, tels que le cout, la durabilité, la facilité d'installation, la résistance face à la pression et la qualité de l'eau.

Parmi les types de canalisation :

- PEHD
- Acier
- Fonte ductile

Pour notre projet on a choisi canalisation de type PEHD

## IV.3 Les critères du Choix du tracé de l'adduction

Les principaux critères sont : (3)

- En suivant les voies de communication accordement des routes, facilité et économie dans l'approvisionnement des conduites, dans les travaux de terrassement et aussi pour interventions ultérieures.
- On essaye de maintenir une rampe régulière et éviter les pentes et les contre pentes ou il y a risque de cantonnement d'air.
- Faire une tracée avec des coudes largement ouverts pour éviter les butées importantes.
- Eviter les sur profondeurs, les obstacles (routes, cours d'eau, chemins de fer...) et les terrains privés ou boisés.
- Réduire au tout que possible la longueur du conduit pour réduire le cout d'installation et aussi d'exploitation.

## IV.4 Etude des variantes

Pour l'étude des variantes on a choisi deux variantes tel que :

**Tableau IV. 1** : Etude des variantes

N°	Départ	Fin	Longueur réelle (ml)
01	Station de pompage	Réservoir	2323
02	Station de pompage	Réservoir	2759

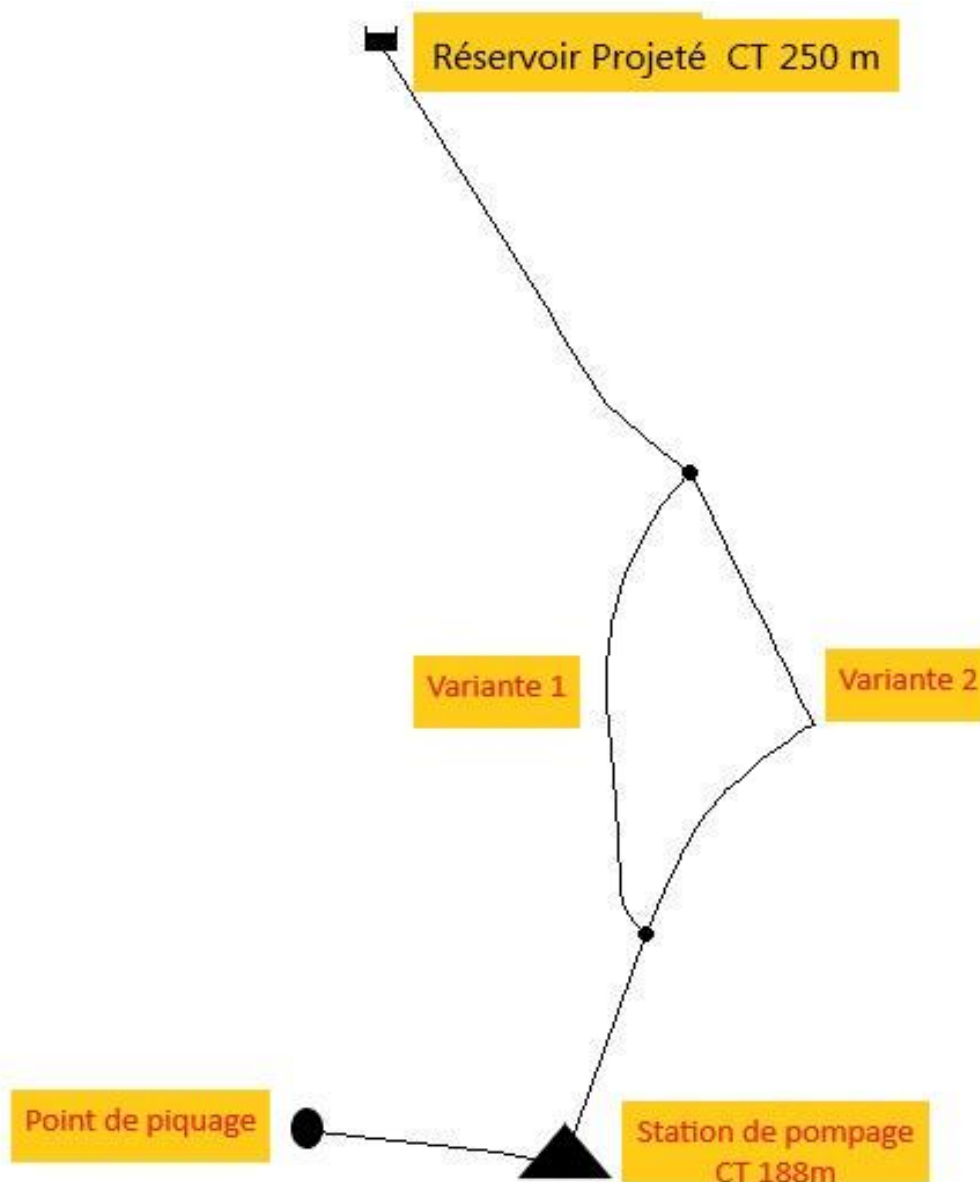


Figure IV. 1 : Schéma verticale pour les deux variantes

**Remarque :** Dans notre cas, nous optons pour la variante 1 pour le tracé de la conduite d'adduction, qui s'étend sur une longueur de 2323 m. Nous devons veiller à respecter toutes les conditions précédemment mentionnées, y compris la mise en place d'un système de protection contre la cavitation, qui peut provoquer des coups de bélier et endommager la conduite.

## IV.4 Etude technico économique de la conduite

### IV.4.1 Méthode de calcul

Pour déterminer les diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes :

- Formule de BRESS

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad \text{IV. (1)}$$

- Formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad \text{IV. (2)}$$

Avec

Q : débit refoulé en m<sup>3</sup>/s

#### Remarque

La formule de BRESS est applicable uniquement aux petits projets, c'est-à-dire pour des longueurs de conduite inférieures à 1 km. À partir des deux diamètres déterminés, on sélectionne une gamme de diamètres et choisit celui qui offre les coûts les plus bas.

### IV.4.2 Choix de la gamme

Puis qu'il on à la longueur géométrique de conduit > 1 Km on détermine la gamme de diamètre avec la formule de BONNIN :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0,049} = 0,22 \text{ m}$$

### IV.4.2 Détermination de la vitesse

La vitesse de l'écoulement est donnée par :

$$V = \frac{Q}{S} \text{ (m/s)} \quad \text{IV. (3)}$$

### IV.4.3 Pertes de charge

#### IV.4.3.1 Perte de charge linéaire :

Perte de charge linéaire est calculer avec la méthode de DARCY-WEISBACH :

$$DH_L = J \times L = \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \text{ (m)} \quad \text{IV. (4)}$$

Avec :

J : gradient de perte de charge

$\lambda$  : coefficient de frottement

L : longueur géométrique de la conduite

D : diamètre de la conduite

V : la vitesse de l'écoulement

DH<sub>L</sub> : perte de charge linéaire

Le Coefficient de frottement est obtenu dépendent de régime de l'écoulement

➤ Régime turbulent rugueux : ( $Re > 560 \frac{D}{\varepsilon}$ )

Le coefficient de frottement est déterminé à l'aide de la formule de NIKURADZE.

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln (\frac{\varepsilon}{D}))^{-2} \quad \text{IV. (5)}$$

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

Le coefficient de frottement est donné par la formule de COLEBROOK.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0,86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad \text{IV. (6)}$$

Avec :

$\varepsilon$  : rugosité en (mm)

Re : nombre de Reynold donné par la formule suivante

$$Re = \frac{4 \times Q}{\pi \times D \times \gamma} \quad \text{IV. (7)}$$

Avec :

$\gamma$  : la viscosité cinématique,  $\gamma = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

#### IV.4.3.2 Perte de charge singulière

Les pertes de charge singulière sont générées par les pièces hydrauliques comme (coude, vanne, clapet, tuyère, diaphragme...), elles sont estimées de 10% à 15% des pertes de charge linéaire (on prend 11% pour notre cas).

#### IV.4.3.3 Perte de charge total

La perte de charge total :

$$DH_T = DH_L + DH_S = DH_L + 0,11 DH_L = 1,11 DH_L$$

$$DH_T = 1,11 \lambda \times \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} \quad \text{IV. (8)}$$

### IV.5 La hauteur manométrique total

La hauteur manométrique totale est donnée par :

$$HMT = H_g + DH_T + DH_{AS} \quad \text{IV. (9)}$$

Avec :

$H_g$  : la hauteur géométrique

$DH_{AS}$  : perte de charge due à l'aspiration

La hauteur géométrique donnée par :

$$H_g = C_{TP} - C_{ST} \quad \text{IV. (10)}$$

Avec :

$C_{TP}$  : cote de trop plein de réservoir R = 250 m

$C_{ST}$  : cote de plan d'eau à l'aspiration de la station de pompage = 188 m

**Tableau IV. 2** : détermination de la hauteur manométrique

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	$\Delta HT$ (m)	$H_g$ (m)	H.M.T (m)
200	2,3310	0,011117	48,09	62	110,09
250	1,4904	0,010680	15,10	62	77,10
315	0,94	0,010254	4,56	62	66,56
400	0,5820	0,009840	1,33	62	63,33
500	0,3726	0,009476	0,42	62	62,42

### IV.6 Puissance absorbé par la pompe

La puissance absorbée est donnée par :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \quad \text{IV. (11)}$$

Avec

$\eta$  : rendement de la pompe

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

### IV.7 L'énergie consommé annuellement par la pompe

L'énergie consommé en une année est :

$$E = P \times T \times 365 \text{ (kw.h)} \quad \text{IV. (12)}$$

Avec

E : énergie consommée exprimée en (Kw.h)

T : nombre d'heure de pompage (dans notre cas on prend T = 20h)

P : puissance absorbée par la pompe en Kw

### IV.8 Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont estimés à partir de la consommation et du prix d'énergie

Ils sont donnés par :

$$Fe = C \times E \text{ (Da)} \quad \text{IV. (13)}$$

Avec

C : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ (=4,86DA)

E : Energie totale dépensée par la pompe.

**Tableau IV. 3** : les frais d'exploitation

D (mm)	HMT	P (kW)	E (kW. H)	Fe
200	110,09	66,148	482 877,51	2 346 784,71
250	77,10	46,327	338 184,76	1 643 577,92
315	66,56	38,551	281 420,41	1 367 703,21
400	63,33	38,050	277 766,90	1 349 947,15
500	62,42	37,505	273 786,94	1 330 604,55

### IV.9 Frais d'annuité :

Le frais d'annuité donnée par :

$$A = \frac{i}{(1+i)^{30} - 1} + i \quad \text{IV. (14)}$$

Avec

i : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie)

n : nombre d'année d'amortissement (n=30ans)

D'où

$$A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 = 0,09$$



### IV.10 Frais d'amortissements

Les frais d'amortissements est donnée par

$$F_{am} = A \times L \times Pr \quad (\text{Da}) \quad \text{IV. (15)}$$

Avec

L : Longueur totale de la conduite de refoulement (m).

Pr : Prix en mètre linéaire de la conduite de refoulement (Da).

**Tableau IV. 4** : Les frais d'amortissement

D(mm)	L (m)	Anuité A	P unit (DA)	Fam (DA)
163,6	2323,00	0,09	2 900,00	598 403,77
204,6	2323,00	0,09	4 350,00	897 605,66
257,8	2323,00	0,09	7 200,00	1 485 692,12
327,4	2323,00	0,09	11 450,00	2 362 663,16
409,2	2323,00	0,09	17 500,00	3 611 057,24

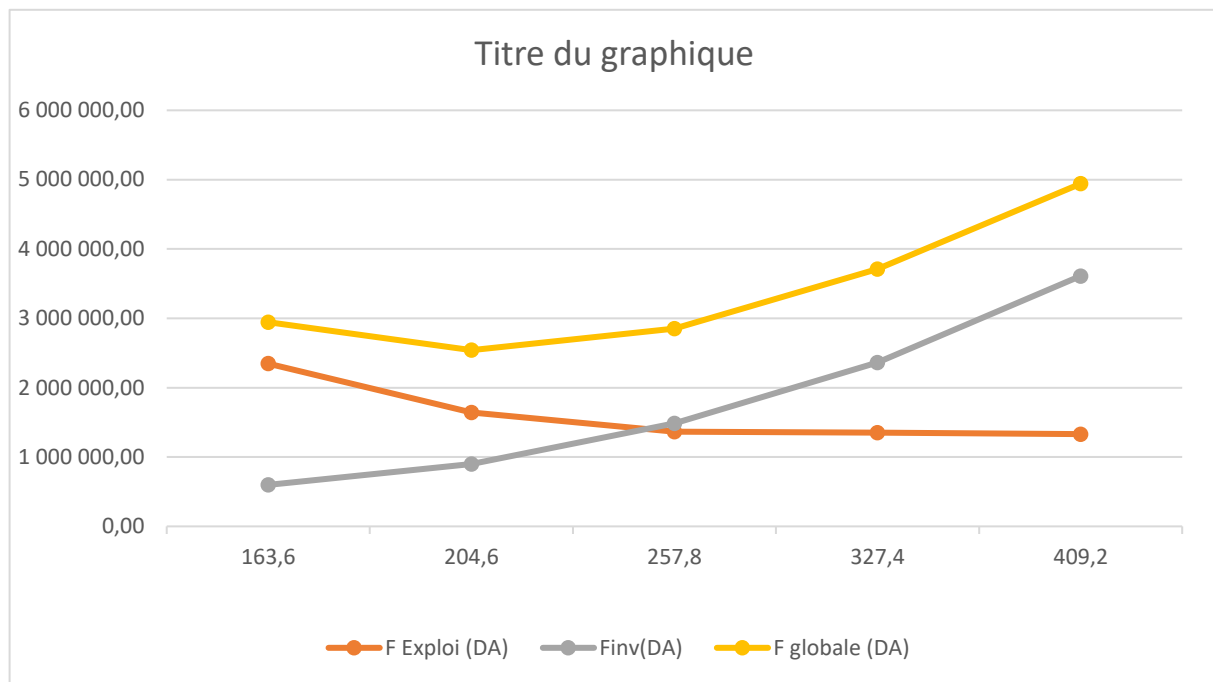
### IV.11 Prix totale

Le prix total :

$$P_t = F_{am} + F_e \quad \text{IV. (16)}$$

**Tableau IV. 5** : globale des frais

D(mm)	F Exploit (DA)	F Amor (DA)	F globale (DA)
163,6	2 346 784,71	598403,77	2945188,48
204,6	1 643 577,92	897605,66	2541183,58
257,8	1 367 703,21	1485692,12	2853395,33
327,4	1 349 947,15	2362663,16	3712610,31
409,2	1 330 604,55	3611057,24	4941661,79



**Figure IV. 2 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation**

Donc le diamètre de la conduite d'adduction sera 250 mm

## **Conclusion**

En conclusion, le chapitre consacré à l'adduction a permis d'étudier différentes options de tracé, aboutissant au choix de la variante 1, qui présente les meilleures conditions techniques et économiques pour notre projet. Suite à cette sélection, une analyse technico-économique approfondie a été réalisée pour dimensionner la conduite d'adduction, prenant en compte les contraintes hydrauliques et financières. Le diamètre optimal de la conduite, estimé à 250 mm, garantit un transport efficace de l'eau depuis la station de pompage vers le réservoir.

Ce choix assure la durabilité et la performance du système d'adduction à long terme.

---

**CHAPITRE V**

**ETUDE DE POMPAGE**

---

## Introduction

Ce chapitre a pour objectif d'étudier et de choisir la pompe idéale pour notre projet en assurant le bon fonctionnement et installation de notre station de pompage.

### V.1 Critères de choix du nombre de pompe (6)

Les principales bases pour le choix du nombre de pompe sont :

- Nombre de pompe minimale
- Meilleure rendement
- NPSH requis minimale
- Vitesse de rotation élevée
- Puissance absorbée minimale

### V.2 Critères choix du type de pompe (6)

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique
- Vérifier la condition de non cavitation
- Encombrement et poids les plus faibles
- Vitesse de rotation la plus élevée
- Puissance absorbée minimale
- Meilleure rendement
- Être fabriquée en série

### V.3 Détermination le type et le nombre de pompe

On utilise le catalogue KSB pour la détermination de pompe idéal pour notre projet

**Tableau V. 1** : Caractéristique de conduite de refoulement

Cote de départ (m)	Cote d'arrivée (m)	Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	HMT (m)
188	250	250	2323	49,23	77,10

**Tableau V. 2** : Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

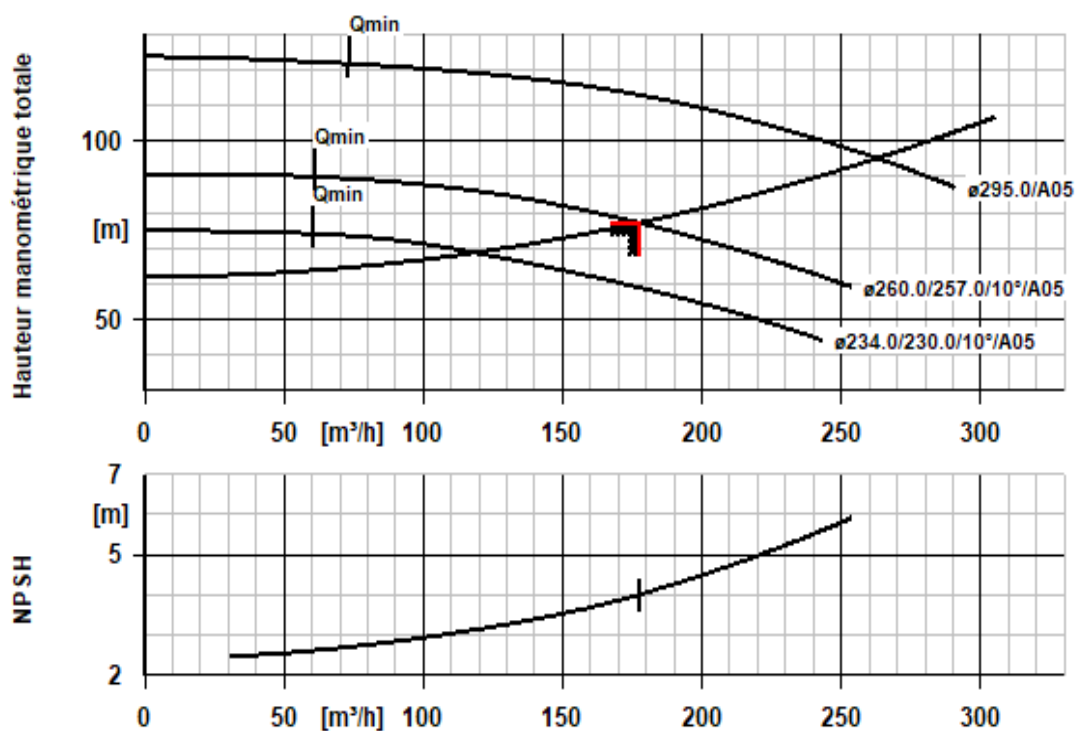
N	Q (m <sup>3</sup> /h)	HMT (m)	Type de pompe	$\eta$ (%)	Vitesse (tr/min)	N <sup>bre</sup> d'étage	P <sub>abs</sub> (KW)	(NPSH) <sub>r</sub> (m)
1	177,25	77,13	RPH 100- 280A	74,17	2954	1	50,12	4,01
2	88,85	77,18	ETANORM- R	53,74	1470	1	34,67	1,51
3	59	77,06	ETANORM R 152-500,2	41,47	1467	1	29,87	1,43

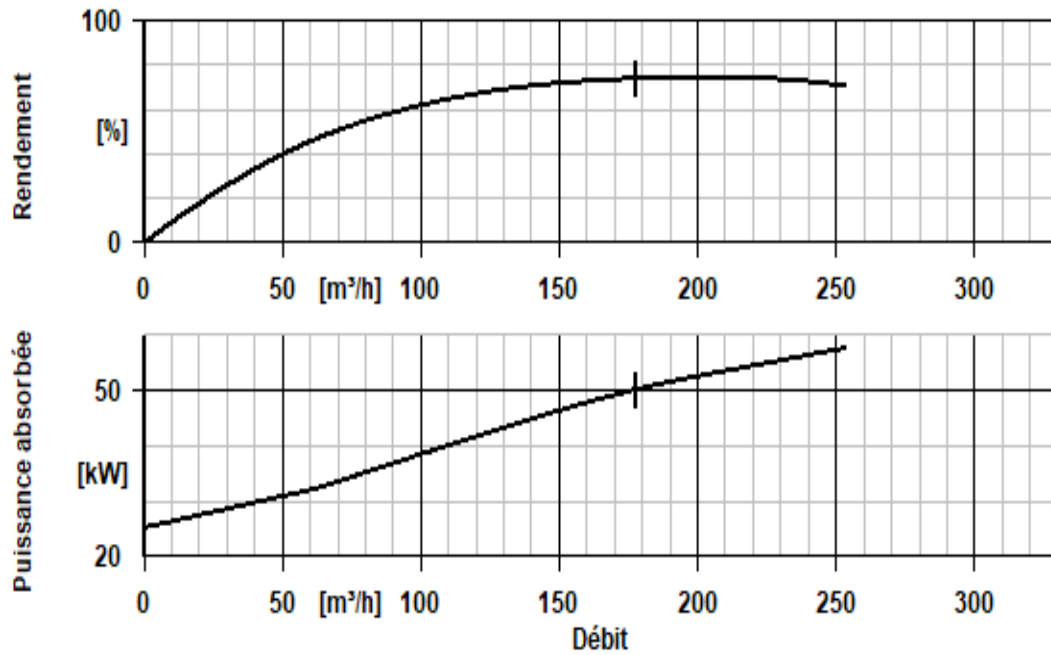
A partir de tableau, on trouve que la variante d'une seule pompe est la meilleure de point vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompe en parallèle

Donc la station de pompage va fonctionner avec 1 pompes en plus 1 pompe de secours, Ces Deux (02) pompes sont identiques de type **RPH 100-280 A KSB**.

#### V.4 Courbes caractéristiques des pompes

Cette figure au-dessous représente les courbes caractéristiques (H-Q), (P<sub>abs</sub>-Q), ( $\eta$ -Q), (NPSH<sub>r</sub>-Q) de la pompe PM100/2C qui sont retirée a partir de catalogue KSB.





**Figure V. 1** : Les courbes caractéristiques de la pompe de type MEC-AZ 3/100A

## V.5 Point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement de la pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe (H-Q) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (H<sub>C</sub>-Q),

La détermination de point de fonctionnement est nécessaire pour la bonne installation et calage ainsi une longue durée de vie de la pompe.

### V.5.1 Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite suit une forme parabolique, décrite par l'équation suivante :

$$H_C = H_g + \Delta H_T \quad V. (1)$$

Avec

H<sub>g</sub> : Hauteur géométrique

ΔH<sub>T</sub> : Perte de charge totale

### V.5.2 Perte de charge Totale

La perte de charge total :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_S = \Delta H + 0,11 \Delta H_L = 1,11 \Delta H_L \text{ (m)} \quad V. (2)$$

Avec

$$\Delta H_S : \text{Perte de charge singulière} \quad \Delta H_S = 0,11 \Delta H_L \text{ (m)}$$

$$\Delta H_L : \text{Perte de charge linéaire} \quad \Delta H_L = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times Dec^5} \text{ (m)}$$

Avec

$\lambda$  : coefficient de frottement

L : longueur géométrique de la conduite

D : diamètre de la conduite

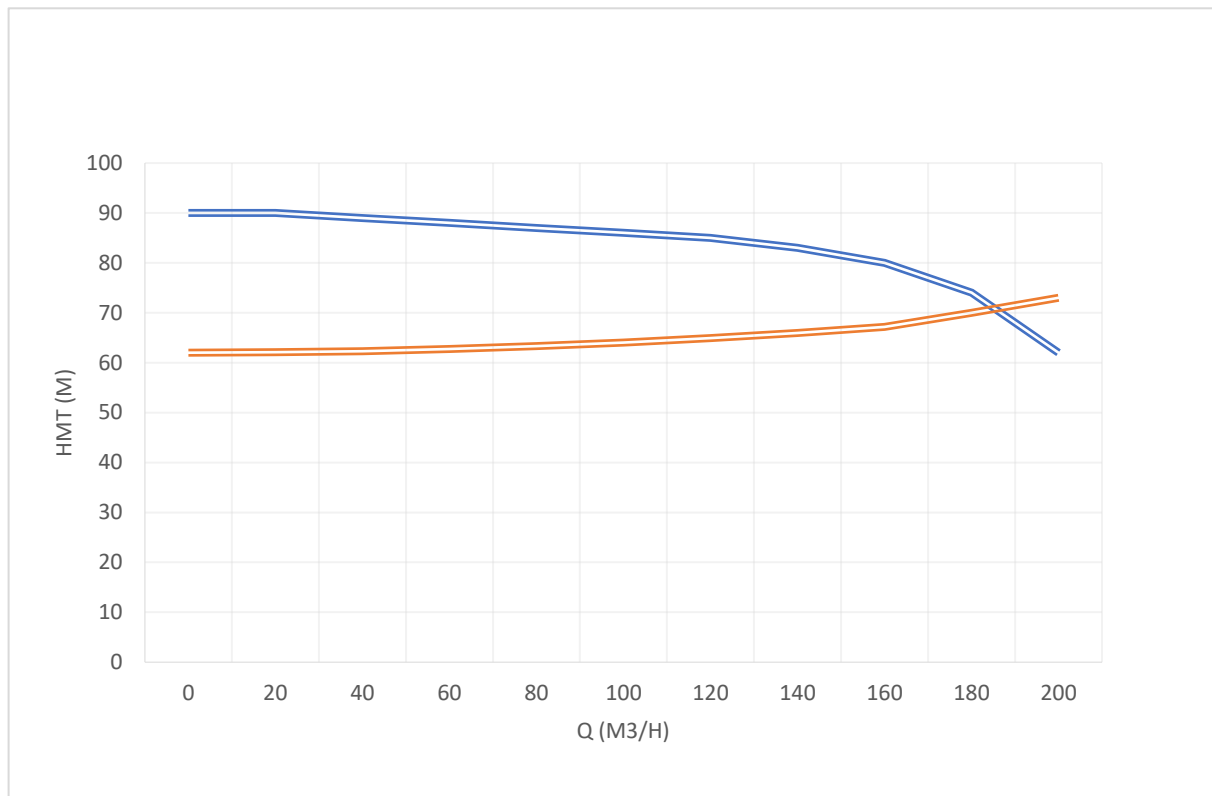
Q : débit de la conduite de refoulement

**Tableau V. 3** : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	2Q (m <sup>3</sup> /h)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	l	Dhp <sub>lin</sub> (m)	Dh <sub>t</sub> (m)	H <sub>c</sub> (m)
1	0	0	62	2323	250	0,01	0,00	0,00	62,00
2	10	20	62	2323	250	0,01	0,07	0,08	62,08
3	20	40	62	2323	250	0,01	0,29	0,32	62,32
4	30	60	62	2323	250	0,01	0,66	0,73	62,73
5	40	80	62	2323	250	0,01	1,17	1,30	63,30
6	50	100	62	2323	250	0,01	1,83	2,03	64,03
7	60	120	62	2323	250	0,01	2,63	2,92	64,92
8	70	140	62	2323	250	0,01	3,58	3,97	65,97
9	80	160	62	2323	250	0,01	4,67	5,19	67,19
10	90	180	62	2323	250	0,01	5,91	6,56	68,56
11	100	200	62	2323	250	0,01	7,30	8,10	70,10
12	110	220	62	2323	250	0,01	8,83	9,81	71,81
13	120	240	62	2323	250	0,01	10,51	11,67	73,67
14	130	260	62	2323	250	0,01	12,34	13,70	75,70
15	140	280	62	2323	250	0,01	14,31	15,89	77,89
16	150	300	62	2323	250	0,01	16,43	18,24	80,24

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la Figure V.2.





**Figure V. 2** : Point de fonctionnement de la pompe

Les valeurs de débit et de la hauteur manométrique trouvés d'après le point de fonctionnement sont :

- $Q_{Pf} = 177,23 \text{ m}^3/\text{h} < Q_{App} = 186 \text{ m}^3/\text{h}$
- $H_{Pf} = 77,10 \text{ m} < H_{App} = 73 \text{ m}$

L'intervalle de la plage de fonctionnement de la pompe doit être situé à proximité du point de fonctionnement optimal, afin de garantir une efficacité maximale et une performance stable

$$0,9 P_f < [Pf] < 1,1 P_f$$

Puisque on a c'est valeur donc notre pompe ne nécessite pas un mode de réglage

$$159,51 \text{ m}^3/\text{h} < 186 \text{ m}^3/\text{h} < 194,95 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$69,39 \text{ m} < 73 \text{ m} < 84,81 \text{ m}$$

## V.7 Choix du moteur électrique

### V.7.1 Critère de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur sont :

- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Tension d'alimentation.

### V.7.2 Caractéristique du moteur

- Fréquence : 50 Hz
- Tension nominale : 400 V
- Vitesse nominale : 2950 tr/min
- Puissance nominale : 75 KW
- Type de moteur : 3~
- Nombre de pole : 2
- Courant nominale : - A
- Classe d'isolation : F
- Degré de protection : IP 55

## V.8 Etude de cavitation

La cavitation est la formation et l'éclatement brutal de bulles de vapeur, ce phénomène a lieu dans les parties internes de la pompe ou la pression descend en dessous de la tension vapeur du liquide pompé.

La tension vapeur d'un liquide est la pression à laquelle il commence à bouillir ou à s'évaporer.

Pour éviter cette phénomène la condition suivante doit être vérifier :  $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad V. 3$$

$$(NPSH)_d = P_{at} - T_v - \left( \pm H_a + \frac{v_a^2}{2g} + \Delta h_{asp} \right) \quad V. (3)$$

Avec

- $H_a$  : la hauteur d'aspiration admissible

- $(NPSH)_r$  : Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$$(NPSH)_r = 4,01$$

- $(NPSH)_d$  : Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

-r : marge de sécurité,  $r = (0,1 - 0,5)$  m.

On prend  $r = 0,3$  m

-Pat : pression atmosphérique (m.c.e) ;  $Pat = 10,33 - 0,00139 * H$

Avec : H : Altitude de la station de pompage

$Pat = 10,07$  (m.c.e)

-Tv : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;  $Tv = 0,24$  à  $T^\circ = 20^\circ$

-  $\Delta h_{asp}$  : perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \Delta h_{asp,lin} \quad V. (4)$$

$$\text{Avec : } \Delta h_{asp,lin} = \frac{10 \times L_{asp}}{1000}$$

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times \frac{10 \times 15}{1000} = 0,16 \text{ m}$$

-Va : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s),

$$Va = \frac{4 \times Q}{\pi \times Da^2} \quad V. (5)$$

Da : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$Da = (1,2 - 1,5) \times Dn \quad V. (6)$$

$D_N$  : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm),

$$Va = \frac{4 \times 32,25 \times 10^{-3}}{\pi \times 0,18^2} = 1,27 \text{ m/s}$$

Il existe deux types d'installations

On opte pour des installations en charge au niveau de station de pompage,

Donc la hauteur d'aspiration admissible sera égale à :

$$Ha = NPSH_r + r - Pat + Tv - \frac{Va^2}{2g} - \Delta h_{asp}$$

$$Ha = 4,01 + 0,3 - 10,07 + 0,24 - \frac{1,27^2}{2 \times 9,81} - 0,16 = -5,79 \text{ m}$$

**Remarque :**  $Ha = -5,79$ , donc il faut changer le type d'installation vers installation en aspiration.

$$Ha = Pat - NPSH_r - r - Tv - \frac{Va^2}{2g} - \Delta h_{asp}$$

$$Ha = 10,07 - 5,73 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,27^2}{2 \times 9,81} - 0,16 = 5,27 \text{ m.}$$

## V.9 Calage de pompe

Le calage de pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation. (4)

Pour les installations en aspiration :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + Ha - r \quad V. (7)$$

Avec

$\nabla_{axe}$  : niveau de l'axe de la pompe (m) ;

$\nabla_{min}$  : altitude de la station.

Niveau de l'axe de pompe sera :

$$\nabla_{axe} = 188 + 5,27 - 0,3 = 192,97 \text{ m}$$

## V.10 Protection contre la coupe de bélier

### V.10.1 Généralité sur le coup de bélier (1)

C'est un phénomène oscillatoire transitoire qui se manifeste dans les conduites en charge, soit gravitaire soit en refoulement.

#### V.10.1.1 Les cause du coup de bélier (1)

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupe électro pompes
- Démarrage d'un ou plusieurs groupe électro pompes
- Fermeture instantanée d'une vanne de sectionnement

#### V.10.2 Les risques due aux coups de bélier (1)

##### V.10.2.1 Forte pression

Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la PMA de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière, et dislocation des joints.

##### V.10.2.2 Pression négative

Apparait soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe

Si la pression devient inférieure à -10 m.c.e

- Implosion de la conduite

- L'aspiration des joints
- Décollement de l'enduit interne de protection

### V.10.2.3 Fatigue de la conduite

L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

## V.10.2 Moyen de protection contre le coup de bélier (4)

Voici quelque moyen les plus utilisées de protection contre ce phénomène :

### V.10.2.1 Réservoir d'air

Quand les conditions topographiques ne sont pas favorables à l'utilisation d'une cheminée d'équilibre, on peut recourir à un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau.

Ses effets sont identiques à ceux d'une cheminée d'équilibre, à section non constante. Immédiatement après l'arrêt des pompes, le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant ainsi l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Durant la seconde période, le sens de l'écoulement est inversé, l'eau est de nouveau emmagasinée dans le réservoir et comprime l'air. La figure 10.16 montre un schéma de montage

### V.10.2.2 Cheminée d'équilibre

La cheminée d'équilibre protège le tronçon en aval et réduit l'intensité du coup de bélier dans le tronçon en amont de la cheminée. Son utilisation est très limitée par les conditions topographiques.

### V.10.2.3 Volant d'inertie

L'utilisation d'un volant d'inertie, monté sur l'arbre du groupe électropompe, pourra renforcer l'effet de l'inertie du groupe et augmenter le temps d'arrêt et, en conséquence, diminuer les effets du coup de bélier.

Toutefois, les possibilités d'utilisation des volants sont assez limitées, en effet, si la longueur de la conduite dépasse quelques centaines de mètres, on arrive rapidement à des poids exagérés pour le volant et le système cesse d'être économique. D'autre part, plus le volant sera lourd, plus grande devra être la puissance du moteur pour vaincre, au démarrage, l'inertie de ce volant.

Cette situation peut conduire à des appels d'intensité de courant impraticables, qui risquent de compromettre le démarrage des moteurs dans des conditions satisfaisantes.

**Remarque**

Pour notre cas on a choisi réservoir d'air comme un moyen de protection contre le coup de bélier.

**V.10.3 Etude du coup de bélier**

Il existe plusieurs méthodes pour la détermination du volume d'air anti bélier telle que la méthode de Vibert, Puech and Meunier et Bergeron.

Pour notre cas on a choisi la méthode de Vibert.

**V.10.3.1 Dimensionnement des réservoirs d'air**

Le dimensionnement de réservoir d'air d'après la méthode de Vibert nécessite la détermination des différent paramètre :

**V.10.3.1.1 La célérité d'onde****1.1. Conduite non enterrée**

La célérité d'onde déterminée par la formule suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \times D}{E \times e}}} \quad \text{V. (8)}$$

Avec :

$C$  : Célérité en [m/s]

$K$  : Coefficient de compressibilité de l'eau ;  $k = 2,07 \times 10^9$  Pascal

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

$E$  : Module de Young de la conduite

$D$  : Diamètre de la conduite

$e$  : épaisseur de la conduite

**1.2. Conduite enterrée**

La célérité d'onde donnée par la formule de B. SALAH

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K 2a(1-Vm^2)(1-Vs)}{(1-Vm^2)aEs + Em \times em(1-Vs)}}} \quad \text{V. (9)}$$

Avec

$C$  : Célérité en [m/s]

$K$  : Coefficient de compressibilité de l'eau ;  $k = 2,07 \times 10^9$  Pascal

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

$e_m$  : Epaisseur de la conduite (m)

$a$  : Rayon intérieur de la conduite (m)

$\nu_m$  : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ;  $\nu_m = 0,4$  (PEHD)

$\nu_s$  : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ;  $\nu_s = 0,33$

$E_m$  : Le module de Young du matériau de la conduite ;  $E_m = 1,2 \times 10^9$  Pascal

$E_s$  : Module de Young du sol considéré  $E_s = 2 \times 10^8$  Pascal

### V.10.3.1.2 La charge tenant compte de coup de bélier

$$Z = H_g + \frac{c \times V_0}{g} \quad \text{V. (10)}$$

Avec

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

$g$  : l'accélération de pesanteur.

### La charge statique absolue

$$Z_0 = H_g + 10 \quad \text{V. (11)}$$

Avec

$Z_0$  : la charge statique absolue

$H_g$  : la hauteur géométrique

### La charge maximale absolue

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{c \times V_0}{g} \quad \text{V. (12)}$$

Avec

$Z_{max}$  : la charge maximale absolue

D'où  $\left\{ \frac{Z_{max}}{Z_0} \mid \frac{h_0}{Z_0} \right\} \rightarrow$  Abaque de Vibert  $\rightarrow \left\{ \frac{U_0}{Ls} \mid \frac{Z_{min}}{Z_0} \right\}$

$$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0}{Z_{min}} \times Z_0$$

$U_{max}$  : Volume du réservoir d'air.

### V.10.3.2 Volume de réservoir d'air

#### a) La célérité d'onde

Tableau V. 4 : Calcul de célérité d'onde du conduit de l'adduction de refoulement

K (Pa) ( $\times 10^9$ )	$\rho$ (Kg/m <sup>3</sup> )	a (m)	$v_m$	$v_s$	$E_s$ (Pa) $\times 10^8$	$E_m$ (Pa) $\times 10^9$	$e_m$	C (m/s)
2,07	1000	0,205	0,4	0,33	2	1,2	0,0227	453,5

#### b) La charge tenant compte de coup de bélier

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g} = 62 + \frac{453,5 \times 1,25}{9,81} = 119,78 \text{ m}$$

#### c) La charge statique absolue

$$Z_0 = H_g + 10 = 72 \text{ m}$$

#### d) La charge maximale absolue

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C \times V_0}{g} = 72 + \frac{471,12 \times 1,25}{9,81} = 129,78 \text{ m}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} = \frac{1,25^2}{2 \times 9,81} = 0,079 \text{ m}$$

$$\text{D'où } \frac{h_0}{Z_0} = 1,1 \times 10^{-4} ; \frac{Z_{max}}{Z_0} = 1,8$$

A partir l'abaque de Vibert on peut tirer les valeurs de  $\frac{U_0}{LS}$  et  $\frac{Z_{min}}{Z_0}$

$$\text{Alors : } \frac{U_0}{LS} = 8 \times 10^{-4} , \frac{Z_{min}}{Z_0} = 0,63$$

Application :

$$U_0 = 8 \times 10^{-4} \times L \times S = 0,11 \text{ m}^3$$

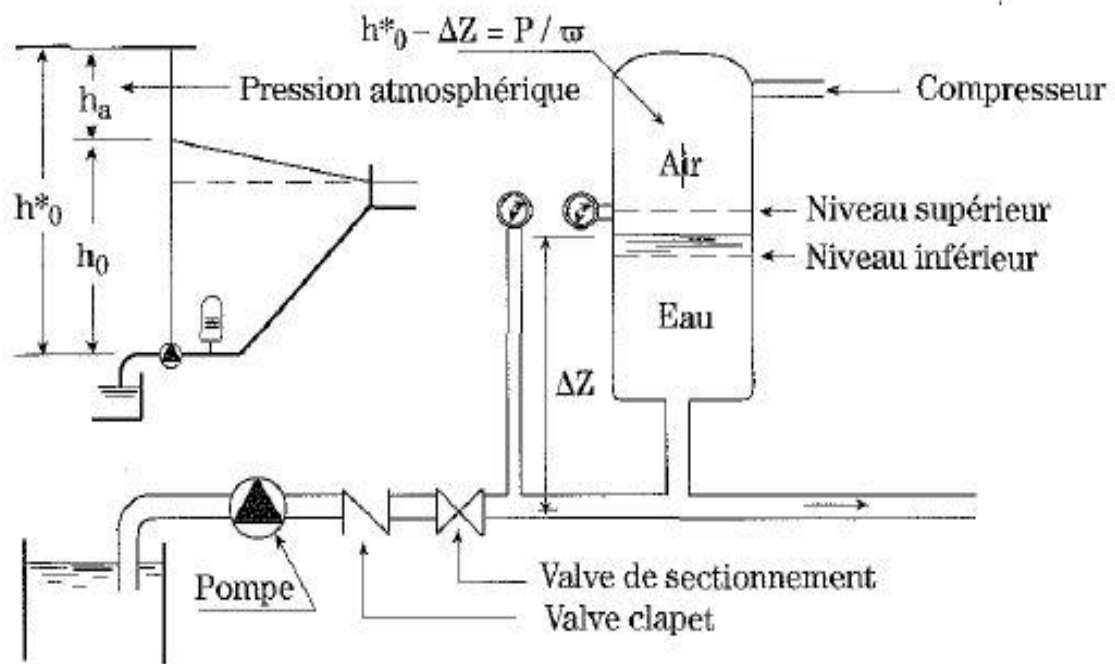
$$U_0 = 110 \text{ Litre d'air}$$

$$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{min}} = \frac{0,11}{0,63} = 0,175 \text{ m}^3$$

$$U_{max} = 175 \text{ Litre d'air}$$

Donc le volume normalisé du réservoir d'air est 200 Litre





**Figure V. 3** : un schéma de montage d'un réservoir d'air Source (livre hydraulique générale l'encastre) (4)

## V.11 Conclusion

Nous avons opté pour des pompes centrifuges multicellulaires à haute pression à axe horizontal de type CAPRARI. Ces pompes seront actionnées par des moteurs électriques asynchrones triphasés à vitesses variables de la même marque, afin de garantir leur fonctionnement optimal, en tenant compte les effets de la cavitation et le phénomène de coupe de béliet on a fait le calage de pompe et l'installation d'un réservoir d'air.

---

# **CHAPITRE VII**

## **Réseaux de distribution**

---

## **Introduction (2)**

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisation sur lesquelles les branchements seront piquée en vue de l'alimentation des abonées, les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer

Le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles.

### **VI.1 Les différents types de réseau**

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- Réseau ramifier
- Réseau maillé
- Réseau étagé

#### **VI.1.1 Réseau ramifier (1)**

Un réseau ramifier est un réseau qui est constitué par la conduite principale et des conduites secondaires (branche) c'est un réseau arborescent.

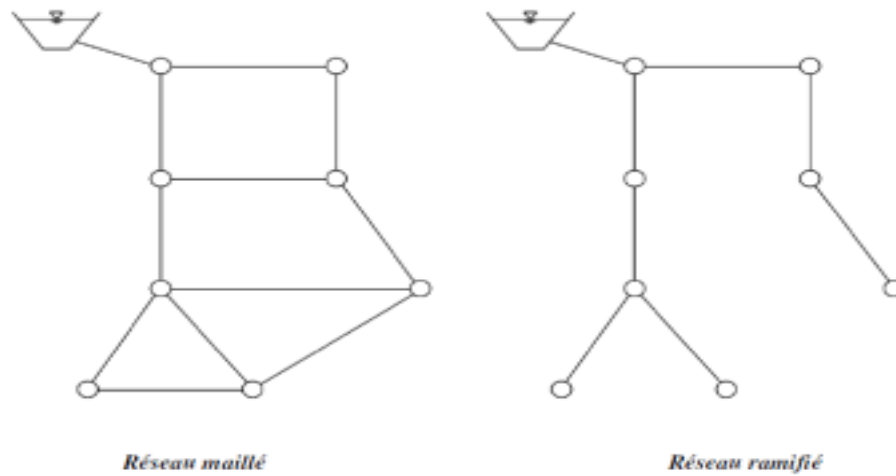
Il n'assure aucune distribution de retour, il suffit une panne se produise sur la conduite principale et que tout la population d'avale sera privé d'eau.

Les conduites secondaires sont généralement en impasse et peuvent occasionnée une stagnation d'eau dans ces conduites et par conséquent une corrosion et contamination, afin de remédier à ce problème il est souvent utile d'installer des robinets de prise aux extrémités aval de ces conduites pour des vidange temporaire.

#### **VI.1.2 Réseau maillé (1)**

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçon disposé de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé : une telle boucle s'appelle une maille.

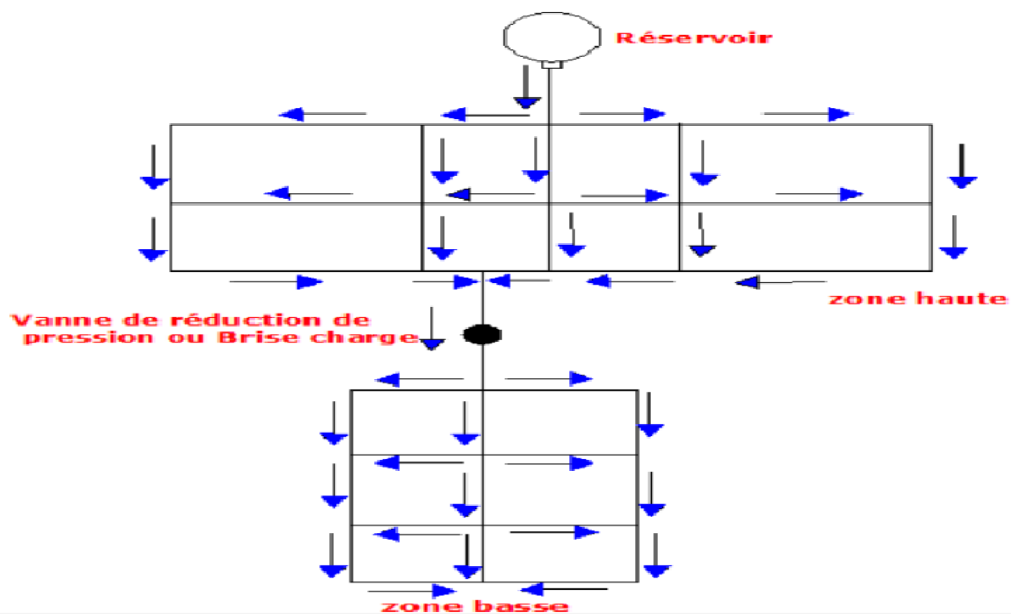
Contrairement au réseau ramifier, un réseau maillé assure une distribution en retour de panne d'un tronçon il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.



**Figures VI. 1** : Schéma d'un réseau maillé et ramifié

### VI.1.3 Réseau étagé

On trouve ce type de réseau en cas où la topographie est très accidentée présentant des paliers de pression très espacés.



**Figures VI. 2** : Schéma d'un réseau étagé

## **VI.2 Conception d'un réseau :**

Lors de la conception d'un réseau de distribution, il est nécessaire de considérer plusieurs facteurs qui peuvent influencer sur le réseau, parmi lesquels nous avons notamment :

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs.
- Le relief.

### **VI.2.1 Choix du type de réseau**

Pour notre étude on a choisi un réseau mixte contenant des mailles et des ramifications dans le but d'une étude technico économique et pour assurer une distribution raisonnable de l'eau.

### **VI.2.2 Principe de tracé du réseau maillé (1)**

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

### **VI.2.3 Choix du matériau des conduites**

Le choix de type de conduit pour le réseau de distribution dépend de plusieurs facteurs, tels que les conditions du site, le budget, la durabilité et les normes locales.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue : PEHD (Polyéthylène a haut densité), la fonte ductile, l'acier, Polyester renforcé de fibre de verre (PRV).

Pour notre cas, on a opté pour les canalisations PEHD PN10 suite à des nombreux avantages tell que :

- Résistance à la corrosion, à la casse et aux UV.
- Disponibilité sur le marché et Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Excellente caractéristique hydraulique, avec un coefficient de rugosité très faible.

- Durée de vie éprouvée par l'expérience, avec une durée théorique de 50 ans à une température de 20°C, selon les tests de vieillissement.

#### VI.4 Calcule hydraulique du réseau de distribution

Le calcul du réseau de distribution sera effectué pour les deux cas suivants :

- Cas de pointe,
- Cas de pointe plus incendie.

Pour les deux cas on détermine :

- La longueur de chaque tronçon du réseau
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique.

#### VI.5 Réseau maillé par la méthode de Hardy-Cross (7)

C'est un ajustement successif permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau maillé, ainsi que leur sens.

Elle repose sur les deux lois suivantes :

##### a) Lois des nœuds (1ere lois de KIRCHOUFF) :

Dans un nœud quelconque du réseau de conduites, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

$$Q_e = Q_s \quad \text{VI. (1)}$$

##### b) Lois des mailles (2eme lois de KIRCHOFF) :

Sur un trajet orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge doit être égale à zéro.

$$Q = V \cdot S \quad \text{VI. (2)}$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad \text{VI. (3)}$$

Avec

V : la vitesse d'écoulement

S : la section de la conduite

En fin :

$$\Delta H = \frac{8\lambda L Q^2}{g\pi^2 D^5} \quad \text{VI. (4)}$$

$$\Delta H = r Q^2 \quad \text{VI. (5)}$$

Avec :

- $\lambda$  : coefficient de frottement.
- $r$  : résistance de la conduite.
- $L_e$  : La longueur équivalente.

La deuxième loi se formule par l'égalité suivante :

$$\sum_{i=1}^n \Delta H_{Ti} = \sum_{i=1}^n r_i \times Q^2 \quad \text{VI. (6)}$$

Si cette condition n'est pas remplie du premier coup, il est nécessaire de corriger la répartition des débits jusqu'à ce que la loi soit satisfaite.

### VI.5.1 Détermination du débit correctif

$$Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0 \quad \text{VI. (7)}$$

Avec

$Q_0$  : Débit supposé (L/s),

$Q_1$  : Débit corrigé (L/s),

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

On a :

$$\Delta H_T = r Q_1^2 = r (Q_0 + \Delta Q_0)^2 \quad \text{VI. (8)}$$

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

$\Delta Q_0$  : Est très petit par rapport à  $Q_0$

### VI.5.2 Principe de la méthode HARDY-CROSS

Après une répartition initiale arbitraire des débits et du sens d'écoulement pour satisfaire la première loi (loi des nœuds), on obtient une répartition finale qui vérifie la deuxième loi de Kirchhoff (loi des mailles) par approximation successive.

## VI.6 Calcule du débit correctif

On calcule les pertes de charge totale de chaque tronçon de la maille :

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s \quad \text{VI. (9)}$$

$$\Delta H_l = J \cdot L = \lambda \cdot L \cdot \frac{v^2}{2gD}$$

$\lambda$  : coefficient de frottement déterminer par :

Formule de COLEBROOK :

$$\lambda = \left( -0,86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \right)^{-2} \quad \text{VI. (10)}$$

La formule de NIKHRADZE :

$$\lambda = \left( 1,14 - 0,86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{D} \right) \right)^{-2} \quad \text{VI. (11)}$$

Les pertes de charge singulière sont estimées à 11% des pertes de charge linéaires :

Donc

$$\Delta H_T = \Delta H_l + 0,11\Delta H_l = 1,11 \Delta H_l \quad \text{VI. (12)}$$

À partir de l'équation de continuité, nous exprimons la vitesse en fonction des débits.

On a  $\Delta Q_0^2 \simeq 0$

Donc

$$\begin{aligned} \sum r (Q_0^2 + 2 Q_0 \Delta Q_0) &= 0 \\ \sum r Q_0^2 &= -2 \sum r Q_0 \Delta Q_0 \end{aligned}$$

D'où

$$\Delta Q_0 = - \frac{\sum r Q_0^2}{2 \sum r Q_0} \quad \text{VI. (13)}$$

Pour corriger les mailles adjacentes, il faut appliquer le signe opposé à  $\Delta Q$ . Ensuite, il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et de l'ajouter au débit  $Q_i$  pour obtenir le débit  $Q_{i+1}$ . Ces ajustements sont appliqués à chaque tronçon, et le débit  $Q_i$  est mis à jour pour obtenir  $Q_{i+1}$ . Ce processus est répété jusqu'à ce que la somme algébrique des pertes de charge sur un contour fermé quelconque soit inférieure à 0,5 m.

## VI.7 Détermination des débits

### VII.7.1 Le débit route

Le débit de route donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \quad \text{VI. (14)}$$

Avec

$\sum Q_r$  : le débit route globale

$Q_{cons}$  : le débit consommé

$\sum Q_{conc}$  : somme des débits concentrés



### VI.7.2 Le débit spécifique

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

$$q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \quad \text{VI. (15)}$$

Avec

$q_{sp}$  : Débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$  : La somme des longueurs des tronçons du réseau qui assurent le service en route (exprimé en mètre).

### VI.7.3 Le débit au nœud

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

$$Q_{nd} = \frac{\sum Q_{ri}}{2} + Q_{conc} \quad \text{VI. (16)}$$

Avec

$Q_{nd}$  : débit au nœud (l/s) ;

$\sum Q_{ri}$  : Somme des débits des tronçons convergents au même nœud (l/s)

## VI.8 Calcule des débits

### VI.8.1 Cas de pointe

Pour notre cas on n'a pas des débits concentrés

Donc la somme des débits de route égal à :

$$\sum Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} = Q_{max h} = 61,54 \text{ l/s}$$

Et le débit spécifique :

$$q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} = \frac{61,54}{9258} = 0,00664722 \text{ l/s/m}$$

Les résultats des calculs sont fournis dans les tableaux suivants :

**Tableau VI. 1** : détermination des débits nodales.

Nœud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit route	Débit nodale
N1	1-R	450	0,006	2,99	2,28
	1_2	35	0,006	0,23	
	1_14	202	0,006	1,34	
N2	2_15	195	0,006	1,29	0,83
	1_2	35	0,006	0,23	
	2_3	21	0,006	0,13	
N3	2_3	21	0,006	0,13	1,066
	3_16	194	0,006	1,28	
	3_4	106	0,006	0,70	
N4	3_4	106	0,006	0,70	1,050
	4_17	195	0,006	1,29	
	4_5	15	0,006	0,099	
N5	4_5	15	0,006	0,099	1,59
	5_18	194	0,006	1,28	
	5_6	270	0,006	1,79	
N6	5_6	270	0,006	1,79	1,92
	6_19	187	0,006	1,24	
	6_7	122	0,006	0,81	
N7	7_8	63	0,006	0,41	0,91
	7_20	91	0,006	0,60	
	6_7	122	0,006	0,81	
N8	7_8	63	0,006	0,41	0,6
	8_26	21	0,006	0,13	
	8_9	110	0,006	0,73	
N9	8_9	110	0,006	0,7	1,40
	9_21	209	0,006	1,3	
	9_10	104	0,006	0,69	
N10	9_10	104	0,006	0,69	1,67
	10_11	165	0,006	1,09	
	10_22	236	0,006	1,56	

Nœud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit route	Débit nodale
N11	11_12	70	0,006	0,46	0,84
	10_11	165	0,006	1,09	
	11_35	20	0,006	0,13	
N12	12_25	129	0,006	0,85	0,85
	12_13	59	0,006	0,39	
	11_12	70	0,006	0,46	
N13	12_13	59	0,006	0,39	0,95
	13_24	113	0,006	0,75	
	13_14	114	0,006	0,75	
N14	14_23	191	0,006	1,26	1,6
	1_14	202	0,006	1,34	
	13_14	114	0,006	0,75	
N15	2_15	195	0,006	1,29	0,64
N16	3_16	194	0,006	1,28	0,64
N17	4_17	195	0,006	1,29	0,64
N18	5_18	194	0,006	1,28	0,64
N19	6_19	187	0,006	1,24	0,62
N20	7_20	91	0,006	0,60	0,30
N21	9_21	209	0,006	1,38	0,69
N22	10_22	236	0,006	1,56	0,78
N23	14_23	191	0,006	1,26	0,63
N24	13_24	113	0,006	0,75	0,37
N25	12_25	129	0,006	0,8	0,42
N26	8_26	21	0,006	0,13	1,54
	26_39	96	0,006	0,63	
	26_27	349	0,006	2,31	
N27	27_28	86	0,006	0,57	2,54
	27_50	330	0,006	2,19	
	26_27	349	0,006	2,31	

Nœud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit route	Débit nodale
N28	27_28	86	0,006	0,57	1,
	28_29	13	0,006	0,08	
	28_40	112	0,006	0,74	
	28_62	132	0,006	0,87	
N29	29_30	85	0,006	0,56	1,1
	28_29	13	0,006	0,086	
	29_41	115	0,006	0,76	
	29_61	132	0,006	0,87	
N30	29_30	85	0,006	0,56	1,16
	30_31	20	0,0066	0,13	
	30_42	113	0,006	0,75	
	30_60	132	0,006	0,87	
N31	30_31	20	0,006	0,13	1,15
	31_32	84	0,006	0,55	
	31_43	113	0,006	0,75	
	31_59	132	0,006	0,87	
N32	32_33	54	0,006	0,35	1,21
	31_32	84	0,006	0,55	
	32_44	96	0,006	0,63	
	32_58	131	0,006	0,87	
N33	32_33	54	0,006	0,35	0,71
	33_34	22	0,006	0,14	
	33_56	140	0,006	0,93	
N34	33_34	22	0,006	0,14	1,38
	34_45	122	0,006	0,81	
	34_35	273	0,006	1,81	
N35	11_35	20	0,006	0,13	1,62
	35_36	195	0,006	1,29	
	34_35	273	0,006	1,81	

Nœud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit route	Débit nodale
N36	36_46	78	0,006	0,51	1,05
	35_36	195	0,006	1,29	
	36_37	45	0,006	0,29	
N37	37_38	104	0,006	0,69	0,82
	36_37	45	0,006	0,29	
	37_47	98	0,006	0,65	
N38	37_38	104	0,006	0,69	0,95
	38_39	18	0,006	0,11	
	38_48	164	0,006	1,09	
N39	38_39	18	0,006	0,11	0,96
	26_39	96	0,006	0,63	
	39_49	175	0,006	1,16	
N40	28_40	112	0,006	0,7	0,37
N41	29_41	115	0,006	0,76	0,38
N42	30_42	113	0,006	0,75	0,37
N43	31_43	113	0,006	0,75	0,37
N44	32_44	96	0,006	0,63	0,31
N45	34_45	122	0,006	0,81	0,4
N46	36_46	78	0,006	0,51	0,2
N47	37_47	98	0,006	0,6	0,32
N48	38_48	164	0,006	1,09	0,54
N49	39_49	175	0,006	1,16	0,58
N50	27_50	330	0,006	2,19	1,48
	50_51	14	0,006	0,09	
	50_63	104	0,006	0,69	
N51	50_51	14	0,006	0,09	0,6
	51_52	84	0,006	0,55	
	51_64	105	0,006	0,69	
N52	51_52	84	0,006	0,55	0,72
	52_53	21	0,006	0,13	
	52_65	114	0,006	0,75	

Nœud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit route	Débit nodale
N53	53_54	84	0,006	0,55	0,73
	52_53	21	0,006	0,13	
	53_66	117	0,006	0,77	
N54	53_54	84	0,006	0,55	0,74
	54_55	13	0,006	0,08	
	54_67	126	0,0066	0,83	
N55	54_55	13	0,006	0,08	2,56
	55_68	128	0,006	0,85	
	55_56	632	0,006	4,2	
N56	56_57	216	0,006	1,43	3,28
	55_56	632	0,006	4,2	
	33_56	140	0,006	0,93	
N57	56_57	216	0,006	1,43	0,71
N58	32_58	131	0,006	0,87	0,43
N59	31_59	132	0,006	0,8	0,43
N60	30_60	132	0,006	0,87	0,43
N61	29_61	132	0,006	0,87	0,43
N62	28_62	132	0,006	0,87	0,43
N63	50_63	104	0,006	0,69	0,34
N64	51_64	105	0,006	0,69	0,34
N65	52_65	114	0,006	0,75	0,37
N66	53_66	117	0,006	0,77	0,38
N67	54_67	126	0,006	0,83	0,41
N68	55_68	128	0,006	0,85	0,42

### VI.8.2 Cas de pointe + incendie

Les calculs des débits sont réalisés de la même manière qu'en période de pointe, à l'exception près que le débit d'incendie (17 l/s) est ajouté comme un débit concentré aux points défavorables (faible pression et débit). Pour notre cas le point défavorable nœud 5.

**Tableau VI. 2** : détermination des débit nodaux

Nœud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit route	Débit nodale
N1	1-R	450	0,006	2,99	2,28
	1_2	35	0,006	0,23	
	1_14	202	0,006	1,34	
N2	2_15	195	0,006	1,29	0,8
	1_2	35	0,006	0,2	
	2_3	21	0,006	0,13	
N3	2_3	21	0,006	0,13	1,06
	3_16	194	0,006	1,28	
	3_4	106	0,006	0,7	
N4	3_4	106	0,006	0,70	1,05
	4_17	195	0,006	1,29	
	4_5	15	0,006	0,09	
N5	4_5	15	0,006	0,09	18,59
	5_18	194	0,006	1,28	
	5_6	270	0,006	1,79	
N6	5_6	270	0,006	1,79	1,92
	6_19	187	0,006	1,24	
	6_7	122	0,006	0,81	
N7	7_8	63	0,006	0,41	0,91
	7_20	91	0,006	0,6	
	6_7	122	0,006	0,81	
N8	7_8	63	0,006	0,41	0,64
	8_26	21	0,006	0,13	
	8_9	110	0,006	0,73	
N9	8_9	110	0,006	0,73	1,4
	9_21	209	0,006	1,38	
	9_10	104	0,006	0,69	
N10	9_10	104	0,006	0,69	1,67
	10_11	165	0,006	1,09	
	10_22	236	0,006	1,56	

Nœud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit route	Débit nodale
N11	11_12	70	0,006	0,46	0,84
	10_11	165	0,006	1,09	
	11_35	20	0,006	0,13	
N12	12_25	129	0,006	0,85	0,85
	12_13	59	0,006	0,39	
	11_12	70	0,006	0,46	
N13	12_13	59	0,006	0,39	0,95
	13_24	113	0,006	0,75	
	13_14	114	0,006	0,75	
N14	14_23	191	0,006	1,26	1,68
	1_14	202	0,006	1,34	
	13_14	114	0,006	0,75	
N15	2_15	195	0,006	1,29	0,64
N16	3_16	194	0,006	1,28	0,64
N17	4_17	195	0,006	1,29	0,64
N18	5_18	194	0,006	1,28	0,64
N19	6_19	187	0,006	1,24	0,62
N20	7_20	91	0,006	0,6	0,3
N21	9_21	209	0,006	1,38	0,69
N22	10_22	236	0,006	1,56	0,784
N23	14_23	191	0,006	1,26	0,63
N24	13_24	113	0,006	0,75	0,37
N25	12_25	129	0,006	0,85	0,42
N26	8_26	21	0,006	0,13	1,54
	26_39	96	0,006	0,63	
	26_27	349	0,006	2,31	
N27	27_28	86	0,006	0,57	2,54
	27_50	330	0,006	2,19	
	26_27	349	0,006	2,31	



Nœud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit route	Débit nodale
N28	27_28	86	0,006	0,57	1,13
	28_29	13	0,006	0,08	
	28_40	112	0,006	0,7	
	28_62	132	0,006	0,87	
N29	29_30	85	0,006	0,56	1,14
	28_29	13	0,006	0,08	
	29_41	115	0,006	0,7	
	29_61	132	0,006	0,87	
N30	29_30	85	0,006	0,56	1,16
	30_31	20	0,006	0,13	
	30_42	113	0,006	0,75	
	30_60	132	0,006	0,87	
N31	30_31	20	0,006	0,13	1,15
	31_32	84	0,006	0,55	
	31_43	113	0,006	0,75	
	31_59	132	0,006	0,87	
N32	32_33	54	0,006	0,35	1,21
	31_32	84	0,006	0,55	
	32_44	96	0,006	0,63	
	32_58	131	0,006	0,87	
N33	32_33	54	0,006	0,35	0,71
	33_34	22	0,006	0,14	
	33_56	140	0,006	0,93	
N34	33_34	22	0,006	0,14	1,38
	34_45	122	0,006	0,81	
	34_35	273	0,006	1,81	
N35	11_35	20	0,006	0,13	1,62
	35_36	195	0,006	1,29	
	34_35	273	0,006	1,81	

Nœud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit route	Débit nodale
N36	36_46	78	0,006	0,5	1,05
	35_36	195	0,006	1,29	
	36_37	45	0,006	0,29	
N37	37_38	104	0,006	0,6	0,82
	36_37	45	0,006	0,29	
	37_47	98	0,006	0,6	
N38	37_38	104	0,006	0,69	0,95
	38_39	18	0,006	0,11	
	38_48	164	0,006	1,09	
N39	38_39	18	0,006	0,11	0,96
	26_39	96	0,006	0,63	
	39_49	175	0,006	1,16	
N40	28_40	112	0,006	0,74	0,37
N41	29_41	115	0,006	0,76	0,38
N42	30_42	113	0,006	0,75	0,37
N43	31_43	113	0,006	0,75	0,37
N44	32_44	96	0,006	0,63	0,31
N45	34_45	122	0,006	0,81	0,4
N46	36_46	78	0,006	0,51	0,25
N47	37_47	98	0,006	0,65	0,32
N48	38_48	164	0,006	1,09	0,54
N49	39_49	175	0,006	1,1	0,58
N50	27_50	330	0,006	2,19	1,48
	50_51	14	0,006	0,09	
	50_63	104	0,006	0,69	
N51	50_51	14	0,006	0,09	0,67
	51_52	84	0,006	0,55	
	51_64	105	0,006	0,69	
N52	51_52	84	0,006	0,55	0,7
	52_53	21	0,006	0,13	
	52_65	114	0,006	0,75	

Nœud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit route	Débit nodale
N53	53_54	84	0,006	0,55	0,7
	52_53	21	0,006	0,13	
	53_66	117	0,006	0,77	
N54	53_54	84	0,006	0,55	0,74
	54_55	13	0,006	0,08	
	54_67	126	0,006	0,83	
N55	54_55	13	0,006	0,08	2,56
	55_68	128	0,006	0,85	
	55_56	632	0,006	4,2	
N56	56_57	216	0,006	1,43	3,2
	55_56	632	0,006	4,2	
	33_56	140	0,006	0,93	
N57	56_57	216	0,006	1,43	0,71
N58	32_58	131	0,006	0,87	0,43
N59	31_59	132	0,006	0,87	0,43
N60	30_60	132	0,006	0,8	0,43
N61	29_61	132	0,006	0,8	0,43
N62	28_62	132	0,006	0,87	0,43
N63	50_63	104	0,006	0,69	0,34
N64	51_64	105	0,006	0,69	0,34
N65	52_65	114	0,006	0,75	0,37
N66	53_66	117	0,006	0,77	0,38
N67	54_67	126	0,006	0,83	0,41
N68	55_68	128	0,006	0,8	0,42

## VI.9 Calcul du réseau

Le calcul des paramètres hydraulique et les pressions se fait à la base d'un logicielle appelé EPANET.

### VI.9.1 Description du logicielle EPANET (5)

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

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

### VI.9.2 Formule utilisé

#### Formule de Darcy-Weis Bach

La formule de Darcy-Weis Bach est théoriquement la plus correcte et là plus largement utilisée

$$H_L = f \frac{L}{d} \frac{V^2}{2g} = 0,0827 f \frac{L}{d^5} Q^2 \quad \text{VI. (17)}$$

Avec

$H_L$  : pertes de charges (m)

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

$L$  : longueur du tuyau (m)

$D$  : diamètre du tuyau (m)

$V$  : vitesse d'écoulement (m/s),

$F$  : facteur de friction.

$Q$  : débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

### VI.10 Détermination des diamètres du réseau

Les dimensions des canalisations du réseau sont basées sur le débit horaires maximum. Avec les débits répartis déjà établis, nous pouvons choisir les diamètres les plus avantageux pour un écoulement gravitaire, en maintenant la vitesse d'écoulement dans la fourchette de 0,5 à 1,5m/s.

Les tableaux suivants représentent Les longueurs, les diamètres, les vitesses et les pertes de charge dans le réseau de distribution en cas de pointe et pointe plus incendie successivement.

**Tableau VI. 3** : Paramètres hydrauliques en cas de pointe.

Tronçon	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)	Gradients hydraulique (m/km)
R_1	450	315	62,45	0,78	1,5
1_2	35	200	31,65	1,3	7,66
2_3	21	200	30,18	1,24	7,02
3_4	106	200	28,48	1,17	6,32
4_5	15	200	26,79	1,1	6,76
5_6	270	200	24,56	1,01	5,73
1_14	202	200	26,63	1,09	5,59
13_14	114	200	24,32	1	4,74
12_13	59	200	23	0,94	4,28
11_12	70	200	21,73	0,89	3,86
10_11	165	90	4,39	0,89	10,19
2_15	195	32	0,64	0,8	25,5
3_16	194	32	0,64	0,8	25,5
4_17	195	32	0,64	0,8	25,5
5_18	194	32	0,64	0,8	31,47
6_19	187	32	0,62	0,77	24,1
7_20	91	25	0,3	0,87	50,36
8_9	110	25	0,15	0,43	14,57
9_10	104	63	1,94	0,86	15,45
7_8	63	160	20,81	1,33	10,51
6_7	122	200	22,02	0,9	3,95
9_21	209	32	0,69	0,86	29,16
12_25	129	32	0,42	0,72	26,37

Tronçon	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)	Gradients hydraulique (m/km)
13_24	113	32	0,37	0,64	21,07
14_23	191	32	0,63	0,78	24,8
10_22	236	32	0,78	1,34	79,7
8_26	21	160	20,02	1,28	9,8
26_39	96	90	5,2	1,06	13,84
38_39	18	75	3,67	1,15	21
37_38	104	63	2,18	0,97	19,06
36_37	45	40	1,04	1,15	45,56
35_36	195	25	0,26	0,74	38,48
26_27	349	160	13,28	0,85	4,64
27_28	86	75	3,75	1,17	21,84
28_29	13	50	1,82	1,28	41,89
29_30	85	24	0,12	0,34	9,66
30_31	20	63	2,07	0,92	17,29
28_40	112	25	0,37	1,07	73,14
29_41	113	25	0,37	1,07	73,14
39_49	175	32	0,58	1	46,83
38_48	164	32	0,54	0,93	41,22
37_47	98	25	0,32	0,92	56,48
36_46	78	25	0,25	0,72	36,48
30_42	113	25	0,37	1,07	73,14
31_43	113	25	0,37	1,07	73,14
31_32	84	75	4,02	1,26	24,71
32_33	54	90	5,97	1,21	17,75
33_34	22	160	12,84	0,82	4,36
34_45	122	25	0,4	1,15	84,07
32_44	96	25	0,31	0,9	53,38
34_35	273	160	14,62	0,94	5,52
11_35	100	200	16,5	0,53	1,27
27_50	330	110	6,99	0,95	8,93
50_51	14	90	5,17	1,05	13,66
51_52	84	75	4,16	1,3	26,28

Tronçon	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)	Gradients hydraulique (m/km)
52_53	21	63	3,07	1,36	35,25
53_54	84	50	1,96	1,37	47,59
54_55	13	32	0,81	1,39	84,52
28_62	132	25	0,43	1,24	95,7
29_61	132	25	0,43	1,24	95,7
50_63	104	25	0,34	0,98	62,91
51_64	105	25	0,34	0,98	62,91
52_65	114	25	0,37	1,07	73,14
53_66	117	25	0,38	1,1	76,71
30_60	132	25	0,43	1,24	95,7
31_59	132	25	0,43	1,24	95,7
57_58	131	25	0,43	1,24	95,7
54_67	126	25	0,41	1,18	87,87
55_68	128	25	0,42	1,21	91,75
56_57	16	32	0,71	1,22	67,29
55_56	632	63	2,17	0,96	18,93
33_56	140	110	6,16	0,84	7,12

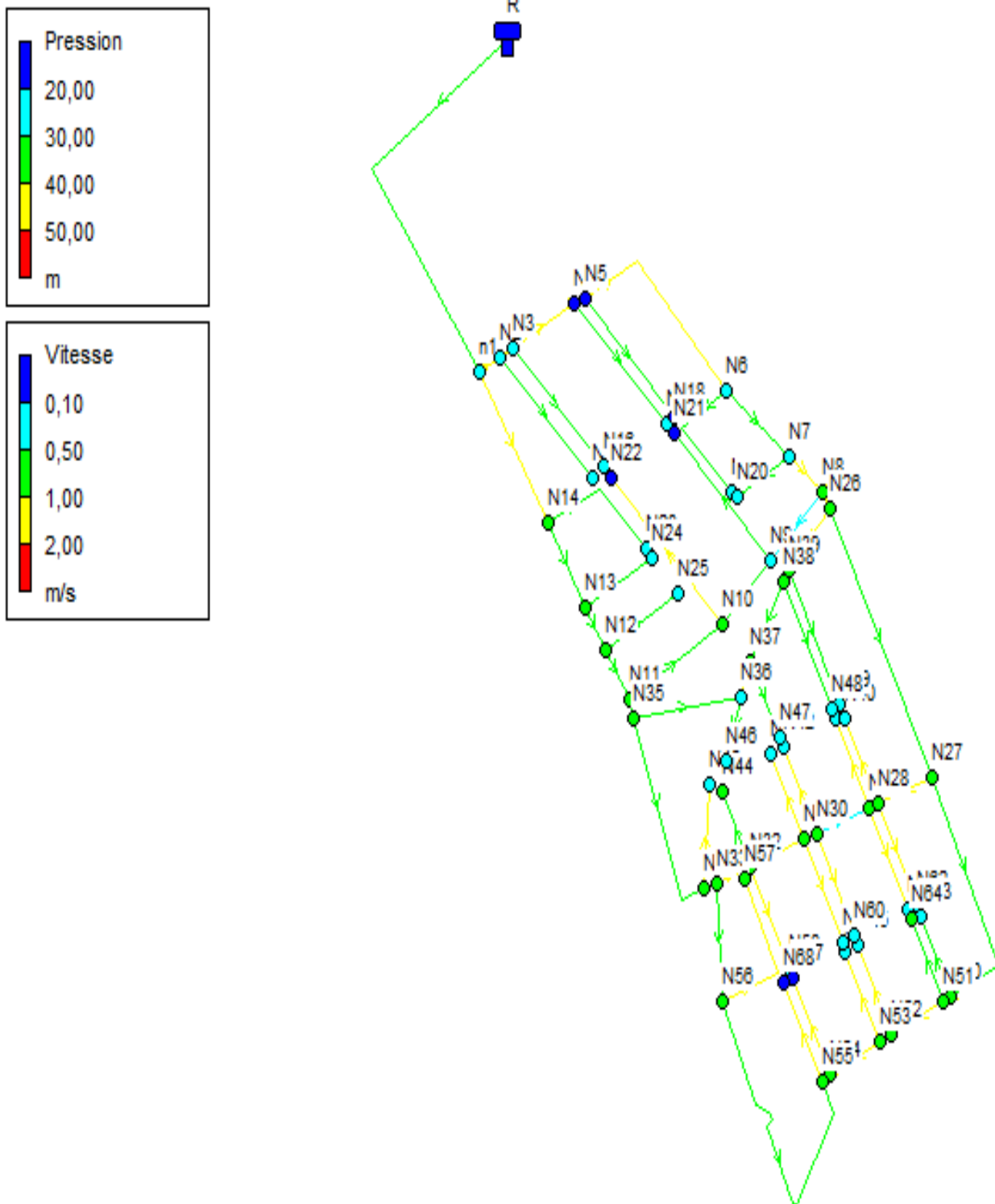
**Tableau VI. 4 :** Paramètres hydrauliques en cas de ponté + incendie

Tronçon	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)	Gradients hydraulique (m/km)
R_1	1020	315	79,45	1	2,35
1_2	35	200	48,69	1,98	16,74
2_3	21	200	47,22	1,92	15,82
3_4	106	200	45,52	1,85	14,77
4_5	15	200	43,83	1,79	17,2
5_6	270	200	24,6	1	5,61
1_14	202	200	26,59	1,1	5,69
13_14	114	200	24,28	1,01	4,83
12_13	59	200	22,96	0,95	4,37
11_12	70	200	21,69	0,9	3,94
10_11	165	90	4,38	0,91	10,55
2_15	195	32	0,64	0,8	25,5

Tronçon	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)	Gradients hydraulique (m/km)
3_16	194	32	0,64	0,8	25,5
4_17	195	32	0,64	0,8	25,5
5_18	194	32	0,64	0,8	31,47
6_19	187	32	0,62	0,77	24,1
7_20	91	25	0,3	0,87	50,36
8_9	110	25	0,16	0,18	3,07
9_10	104	63	1,93	0,9	16,71
7_8	63	160	20,85	1,32	10,27
6_7	122	200	22,06	0,89	3,87
9_21	209	32	0,69	0,86	29,16
12_25	129	32	0,42	0,72	26,37
13_24	113	32	0,37	0,64	21,07
14_23	191	32	0,63	0,78	24,8
10_22	236	32	0,78	1,34	79,7
8_26	21	160	20,05	1,27	9,64
26_39	96	90	5,21	1,05	13,72
38_39	18	75	3,68	1,14	20,74
37_38	104	63	2,19	0,96	18,68
36_37	45	40	1,05	1,12	43,66
35_36	195	25	0,25	0,81	45,19
26_27	349	160	13,31	0,84	4,54
27_28	86	75	3,77	1,15	21,04
28_29	13	50	1,84	1,22	38,75
29_30	85	24	0,1	0,56	23,29
30_31	20	63	2,05	0,95	18,46
28_40	112	25	0,37	1,07	73,14
29_41	113	25	0,37	1,07	73,14
39_49	175	32	0,58	1	46,83
38_48	164	32	0,54	0,93	41,22
37_47	98	25	0,32	0,92	56,48
36_46	78	25	0,25	0,72	36,48
30_42	113	25	0,37	1,07	73,14



Tronçon	L (m)	D (mm)	Q (L/s)	V (m/s)	Gradients hydraulique (m/km)
31_43	113	25	0,37	1,07	73,14
31_32	84	75	4	1,28	25,57
32_33	54	90	5,95	1,23	18,17
33_34	22	160	12,81	0,83	4,46
34_45	122	25	0,4	1,15	84,07
32_44	96	25	0,31	0,9	53,38
34_35	273	160	14,59	0,95	5,63
11_35	100	200	16,47	0,53	1,29
27_50	330	110	7	0,94	8,76
50_51	14	90	5,18	1,03	13,31
51_52	84	75	4,17	1,28	25,43
52_53	21	63	3,08	1,33	33,71
53_54	84	50	1,97	1,32	44,35
54_55	13	32	0,82	1,26	70,95
28_62	132	25	0,43	1,24	95,7
29_61	132	25	0,43	1,24	95,7
50_63	104	25	0,34	0,98	62,91
51_64	105	25	0,34	0,98	62,91
52_65	114	25	0,37	1,07	73,14
53_66	117	25	0,38	1,1	76,71
30_60	132	25	0,43	1,24	95,7
31_59	132	25	0,43	1,24	95,7
57_58	131	25	0,43	1,24	95,7
54_67	126	25	0,41	1,18	87,87
55_68	128	25	0,42	1,21	91,75
56_57	16	32	0,71	1,22	67,29
55_56	632	63	2,16	1	20,12
33_56	140	110	6,15	0,85	7,28



Figures VI. 3 : schémas pression et débit pour cas de pointe



## **VI.11 Interprétation des résultats de calcul hydraulique du réseau d'AEP projeté**

D'après les résultats des calculs hydrauliques nous remarquons que les pressions aux nœuds et les vitesses d'écoulement sont acceptables donc le réseau projeté répond aux conditions de fonctionnement hydraulique.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre, Nous avons dimensionné le réseau d'alimentation en eau potable du POS GDEYL SUF 01 commune GDEYL à l'aide du logiciel EPANET (cas de pointe, et pointe plus incendie),

Après simulation, nous avons obtenu des pressions jusqu'à 3bars et des vitesses acceptables sur la plupart des tronçons, comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

---

## **Chapitre VII**

### **Pose de canalisation**

---

## VII.1 Pose de canalisation

Généralement, les canalisations sont installées dans des tranchées. Cependant, dans des situations particulières, elles peuvent être placées au sol, à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et bénéficient d'une protection adéquate.

### VII.1 Principe de pose de canalisation

Le processus d'installation des canalisations est pratiquement identique pour tous les types de conduites. Cependant, la méthode d'installation varie d'un terrain à l'autre pour minimiser l'impact des différentes contraintes qui s'exercent sur la canalisation. En principe, pour permettre un écoulement naturel des eaux d'infiltration, l'installation de la canalisation commence à partir des points les plus élevés. Si la canalisation est installée dans une tranchée, celle-ci doit être suffisamment large (au minimum 70 cm) pour permettre aux ouvriers d'accéder à la canalisation et d'effectuer leur travail. Au niveau des joints, la tranchée doit être élargie pour créer des niches. La largeur de la tranchée est rarement inférieure à 70 cm pour les petits diamètres de canalisation. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, cette largeur doit être augmentée.

L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation varie en fonction des régions en raison du gel. En général, cette épaisseur est de 1 mètre. Une canalisation doit toujours être installée avec une légère pente pour créer des points bas pour la vidange et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné lors du remplissage de la canalisation ou pendant son fonctionnement. Par conséquent, un tracé en dents de scie est choisi, avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tous les 200 à 400 mètres. Lors de l'installation des canalisations, celles-ci doivent être situées à environ 10 mètres de tout élément dur, à 30 cm des câbles électriques, et à 60 cm des canalisations de gaz.

### VII.2 Les actions reçues par les conduites

Les conduites sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- Le tassement différentiel du terrain ;

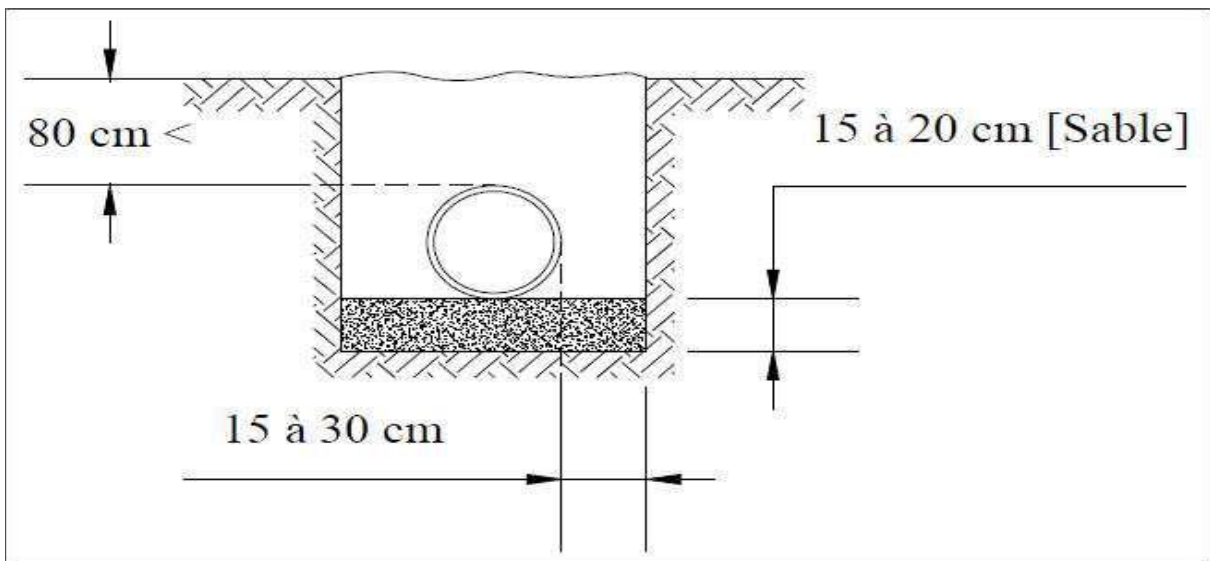
- Action des racines des arbres.

### VII.3 Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est installée dans une tranchée d'une largeur minimale de 70 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur, soigneusement nivelé. Avant l'installation, les conduites doivent être triées pour écarter celles qui présentent des chocs ou des fissures. L'installation de la canalisation se fait ensuite lentement, soit manuellement, soit mécaniquement.

En cas de soudage des joints, cette opération doit idéalement se réaliser au fond de la tranchée, en soutenant la canalisation avec des butées en terre ou des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la tranchée. Pour assurer une sécurité maximale, les essais de pression des conduites et des joints doivent être effectués avec le remblai en place. L'essai consiste à remplir la conduite avec de l'eau sous une pression 1,5 fois supérieure à la pression de service prévue. Cet essai doit durer environ 30 minutes, et la variation de niveau ne doit pas dépasser 0,2 bars.

Le remblaiement se fait par couches de 20 à 30 cm, exemptes de pierres, et bien compactées, avant d'être terminé à l'aide des engins.



**Figures VII. 1:** pose de canalisation dans un terrain ordinaire (polycopie prof B. Saleh) (1)

## VII.8 Pose de canalisation sans ouverture de tranchée

### VII.8.1 Pose par fonçage

- La méthode consiste à pousser un fourreau perforant à l'aide de vérins, en s'appuyant sur un ancrage transversal. Un outil désagrège le sol à l'avant et à l'intérieur du fourreau.
- Lorsque la conduite à installer possède des caractéristiques mécaniques suffisantes, elle peut être utilisée directement à la place du fourreau, avec une trousse coupante fixée à son extrémité.
- Pour des longueurs importantes, la résistance au frottement devient trop élevée, ce qui nécessite de réaliser le forage par sections, en utilisant des stations intermédiaires et en lubrifiant la circonférence extérieure du tuyau enfoncé avec une suspension de bentonite.

### VII.8.2 Pose par forage dirigé

La pose d'une canalisation par forage dirigé se déroule en deux étapes, précédée d'une reconnaissance minutieuse du sous-sol.

- **Forage du trou pilote :** À l'aide d'une tête pilotée et orientable qui creuse le terrain, une tête de forage équipée de buses d'injection de bentonite, actionnée par un train de tiges, réalise d'abord un tracé de petit diamètre (50 mm) en utilisant la rotation et des jets de bentonite à haute pression. Une sonde, associée à un récepteur d'ondes placé sur la tête de forage, permet de déterminer sa position exacte, facilitant ainsi la direction du forage.

- **Alésage du trou pilote et tirage des tuyaux en fonte ou en PEHD :** Le train de tiges, installé dans le forage après l'étape du "trou pilote", est utilisé pour tirer en retour une tête d'alésage, suivie des tuyaux en fonte ou en PEHD, qui sont assemblés au fur et à mesure de l'avancement (soit par soudure, soit par verrouillage). Pendant cette opération, ainsi que lors de l'étape précédente, une injection et une circulation continue de bentonite sont maintenues. Il est également veillé à ce que la connexion à l'aléteur n'entraîne pas la rotation de la conduite.

## VII.9 Appareils et accessoires du réseau

Pour assurer le bon fonctionnement hydraulique d'un réseau de distribution et d'adduction d'eau, il est nécessaire utile de l'équiper en organes accessoires qui ont pour rôle : (1)

- D'assurer un bon écoulement



- Régulariser les pressions et mesurer les débits
- Protéger les canalisations
- Soutirer les débits
- Purger les canalisations
- Vidanger les canalisations
- Isoler les canalisations
- Changer les sens d'écoulement

### VII.9.1 Les robinets vannes

#### I. Les robinets vannes à opercule :

Il s'agit d'appareils de sectionnement qui doivent être soit entièrement ouverts, soit complètement fermés. Leur encombrement est important par rapport aux vannes papillon. À partir d'un certain diamètre, il est nécessaire d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions des deux côtés de l'obturateur lors de la manœuvre depuis la position fermée.



Figures VII. 2 : robinet vanne à opercule (CPH Hydraulique).

#### II. Les vannes papillons :

Elles peuvent être utilisées aussi bien pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Elles sont compactes, légères, nécessitent un faible couple de manœuvre, et génèrent de faibles pertes de charge lorsqu'elles sont complètement ouvertes.

- À partir d'un certain diamètre (200 à 300 mm), les robinets-vanne, quel que soit leur type, sont généralement motorisés. Les vannes papillon sont préférées pour les grands diamètres (350 mm et plus).
- La distance entre les vannes d'isolement doit être définie de manière à ce que la longueur des conduites mises hors service ne dépasse pas 200 à 250 m aux

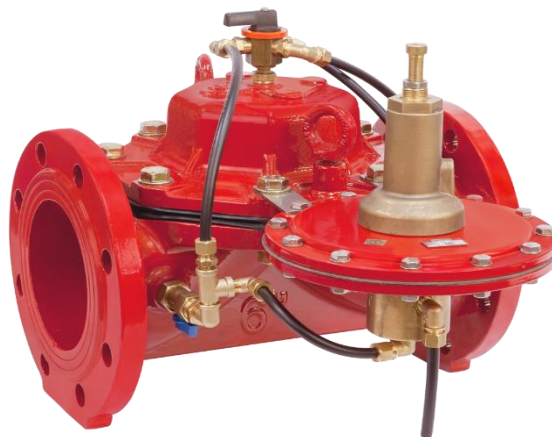
intersections, et pour les conduites principales, elle peut aller jusqu'à 300 à 350 m. Le nombre de vannes doit être égal au nombre de branches moins une.



**Figures VII. 3 :** vanne papillon (CPH Hydraulique)

### III. Les vannes d'altitude

Elles sont installées à l'entrée d'un réservoir en hauteur et se ferment automatiquement lorsque l'eau atteint le niveau maximal. Sous l'effet de la pression de l'eau, la vanne se ferme, empêchant ainsi tout débordement du réservoir.



**Figures VII. 4 :** vanne d'altitude source (CPH Hydraulique)

#### IV. Les robinets de décharge

Robinet placé aux points bas pour permettre la vidange des conduites. L'évacuation se fait vers un égout voisin ou un fossé en bordure de route (en dehors des zones urbaines). Ce robinet doit être installé dans un regard facilement accessible.

#### VI.11.2 Les clapets

Leur fonction est de diriger l'écoulement dans une seule direction. Ils sont couramment utilisés dans les stations de pompage, souvent installés directement à la sortie des pompes, entre celles-ci et les robinets de sectionnement. On les trouve également sur les canalisations de distribution. Certains clapets servent également de limiteurs de débit ou garantissent un débit minimum.

#### VI.11.3 Les ventouses

Les ventouses sont installées aux points élevés pour évacuer l'air accumulé, résultant du dégazage de l'oxygène dissous. Elles sont placées dans des regards accessibles et leur bon fonctionnement doit être vérifié régulièrement. Les ventouses automatiques, en plus d'éliminer les poches d'air pendant le fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors du remplissage de la canalisation et, inversement, l'admission d'air lors de la vidange, évitant ainsi la dépression de la canalisation.



**Figures VII. 5** : Ventouse Simple Fonction À Bride source (CPH Hydraulique)

#### VI.11.4 Bouches et poteaux d'incendie (3)

- Leur diamètre est normalisé à 80, 100 ou 150 mm Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre qui doivent assurer un débit minimal de 17 L/s sous 1 bar ; la disposition du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de 120 m<sup>3</sup>.

- On choisit le coté de la rue où on installe les poteaux d'incendie de façon à minimiser la longueur de leurs branchements à la conduite de distribution.
- Pour les protéger contre le gel, on doit garder les poteaux d'incendie vides de toute eau. Pour ce faire on place à leurs pieds des pierres dans lesquelles on les draine après les avoir utilisés.

### **VI.11.5 Les régulateurs de pression (3)**

Ce sont des organes de vannage qui introduisent une perte de charge variable, de manière à ce que la pression aval soit maintenue à une valeur constante de consigne, quel que soit le débit et la pression amont.

- Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contre poids.
- Les régulateurs de pression aval sont généralement utilisés pour limiter la pression dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.
- Les régulateurs de pression amont sont les mêmes appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

### **VI.11.6 Les pièces spéciales**

Permettent :

- Une déviation partielle de l'écoulement.
- L'ajout d'un débit supplémentaire dans la conduite.
- Un changement de diamètre de la conduite.
- Un changement de direction de la conduite.

Permis les pièces spéciales on distingue :

- Les cônes
- Les croix de jonction
- Les manchons
- Les coudes
- Les tés.

### **VI.11.7 Les organes de mesure**

#### **VII.11.7.1 Mesure de débit**

##### **a) Débitmètre à organes déprimogènes**

Les appareils les plus couramment utilisés dans les installations hydrauliques sont :

- Le diaphragme
- La venturi
- La tuyère

Ces appareils sont des débitmètres déprimogènes. La mesure est effectuée à l'aide d'un capteur de pression différentielle. Cependant, les débitmètres déprimogènes présentent un inconvénient : une faible précision à faible débit. Ils fonctionnent en créant une contraction dans la section d'écoulement, ce qui augmente la vitesse d'écoulement au niveau de l'appareil et provoque une diminution de la pression.

##### **b) Débitmètre à ultrason**

Un émetteur ultrasonique émet des ondes sonores, et la mesure du temps que le signal met pour parcourir la distance L permet de déterminer la vitesse du fluide.

#### **VI.11.7.2 Mesure de pression**

La pression se mesure par des manomètres.

- Manomètre à soufflet.
- Manomètre à capsule.
- Manomètre à membrane.

### **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons décrit les différents types de canalisation et les accessoires nécessaires pour notre réseau projeté, qui doivent être installés avec soin pour garantir un fonctionnement optimal. Étant donné que le sol de la zone de GDEYL est ordinaire, il est conseillé de suivre les étapes de pose de la canalisation adaptées à un terrain de ce type.

---

## **Chapitre VIII**

### **Organisation des chantiers**

---

## Introduction

L'organisation d'un chantier implique de définir et de coordonner les moyens nécessaires à la réalisation et à l'exécution des travaux dans les meilleures conditions possibles et dans les délais les plus courts.

Les étapes à utiliser pour la réalisation des chantiers sont :

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

## VIII.1 Travaux concernant la mise en place des canalisations

### VIII.1.1 Implantation des traces des tranchées sur le terrain

#### a) Matérialisation

On marque l'axe de la tranchée sur le terrain en plaçant des jalons alignés, espacés de 50 mètres. Ce travail est réalisé en mesurant les distances sur le plan à l'aide de repères fixes ou de bornes. Ainsi, la direction des axes et leurs extrémités sont clairement définies.

#### b) Nivellement

Le nivellement consiste à mesurer les différences d'altitude entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. En présence d'obstacles sur le terrain, le nivellement est effectué en suivant un parcours spécifique. Grâce à un calcul simple, on détermine l'altitude de chaque point, ce qui permet de déterminer la profondeur de la tranchée à chaque emplacement.

### VIII.1.2 Excavation des tranchées

Se divise en deux étapes :

#### a) Enlèvement de la couche végétale

Pour effectuer cette opération, on utilise un bulldozer ou un angledozer.

#### b) Excavation

L'excavation sera effectuée mécaniquement à l'aide d'un engin, tel qu'une pelle mécanique équipée d'une rétro ou d'une butée, en fonction des caractéristiques du terrain. La profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 1 mètre.

Il est essentiel que la largeur de la tranchée soit suffisante pour permettre à un travailleur de s'y déplacer aisément. Cette largeur doit être ajustée en fonction des diamètres des conduites à installer. L'excavation des tranchées se fait en plusieurs étapes successives, en commençant par les points les plus élevés pour assurer un écoulement naturel des eaux d'infiltration, si nécessaire.

Plusieurs paramètres doivent être déterminés pour réaliser l'excavation, notamment :

- La profondeur de la tranchée  $H_{tr}$
- La largeur de la tranchée  $b$

**a. La profondeur de la tranchée  $H_{tr}$**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite et est déterminée par la relation suivante :

$$H_{tr} = h_1 + h + D \quad \text{VIII. (1)}$$

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

$D$  : diamètre de la conduite (m).

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

On prend :  $h=1$  m.

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

D'où  $H_{tr} = 1,15 + D$  (m).

**b. La largeur de la tranchée  $b$**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant un espace de 30 cm de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m} \quad \text{VIII. (2)}$$

Avec :

$b$  : largeur de la tranchée (m)

$D$  : diamètre de la conduite (m).



## VIII.1.3 Déblai d'excavation

Tableau VIII. 1 : Volume à excaver

D(mm)	L(m)	b(m)	Htr(m)	S(m <sup>2</sup> )	V(m <sup>3</sup> )
25	2594	0,625	1,175	0,734375	1904,96875
32	2098	0,632	1,182	0,747024	1567,25635
40	45	0,64	1,19	0,7616	34,272
50	97	0,65	1,2	0,78	75,66
63	881	0,663	1,213	0,804219	708,516939
75	272	0,675	1,225	0,826875	224,91
90	164	0,69	1,24	0,8556	140,3184
110	470	0,71	1,26	0,8946	420,462
160	728	0,76	1,31	0,9956	724,7968
200	878	0,8	1,35	1,08	948,24
250	177	0,85	1,4	1,19	210,63
315	450	0,915	1,465	1,340475	603,21375
250	2323	0,85	1,4	1,19	2764,37
Volume totale (m <sup>3</sup> )					10327,61

Selon ce tableau, le volume total du réseau, y compris l'adduction, est de 10327,61m<sup>3</sup>.

**Remarque :** À partir de ces volumes calculés, nous déterminons la capacité requise du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau VIII. 2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

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

Comme le volume total est inférieur à 20000 m<sup>3</sup> et supérieure à 10000 m<sup>3</sup>, on opte pour une Pelle avec une capacité du gobet égale à 0,65 m<sup>3</sup>.

### VIII.1.4 Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est déterminé par la relation suivante :

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

Avec :

q : capacité du godet 0,65 m<sup>3</sup>.

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

K<sub>t</sub> : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur : K<sub>t</sub> = 0,7- 0,9 prenons K<sub>t</sub> = 0,8

K<sub>f</sub> : coefficient de foisonnement du sol K<sub>f</sub> = 1,2.

T<sub>c</sub> : la durée d'un cycle de remplissage du godet T<sub>c</sub> = (15-30) s, on prend

T<sub>c</sub> = 20 s.

Donc :

$$R_p = \frac{3600 \times 0,65 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 62,4 \text{ m}^3/\text{h} \quad \text{VIII. (4)}$$

Si l'on considère une durée de travail de 8 heures par jour, le rendement de la pelle est de 499 m<sup>3</sup>/j.

### VIII.1.5 La durée d'excavation

La durée d'excavation est donnée par la relation suivant

$$T = \frac{V}{R_p} \text{ Jours} \quad \text{VIII. (5)}$$

V : volume du sol excavé (m<sup>3</sup>)

R<sub>p</sub> : capacité du godet en jour (m<sup>3</sup>/jour)

Donc :

$$T = \frac{11654,56}{499} = 26 \text{ jours } .8 \text{ heure. } 32 \text{ minutes.}$$

### VIII.1.6 Aménagement du lit de pose des conduites

Avant la pose des conduites, les étapes suivantes seront entreprises :

- Retirer les grosses pierres des déblais situés sur les bords de la tranchée afin de prévenir tout risque de chute accidentelle sur la canalisation après sa pose.
- Assurer un nivellement précis du fond de l'excavation pour maintenir une pression constante entre les points de changement de pente prévus.

- Après avoir nivelé le fond de la tranchée, créer un lit de pose bien compacté avec de la terre meuble et du sable, d'une épaisseur d'environ 20 cm (bien que dans notre cas spécifique, nous utiliserons une épaisseur de 15 cm).

### VIII.1.7 Volume de Lit de sable

Le volume de lit de sable est calculé par la formule suivante

$$V_s = b \times e \times L \text{ m}^3 \quad \text{VIII. (6)}$$

$V_s$  : volume du lit de sable (m<sup>3</sup>) ;

$e$  : épaisseur du lit de sable,  $e = 15 \text{ cm}$  ;

$L$  : longueur de la tranchée (m).

Les résultats du calcul du volume du lit de sable sont présentés dans le tableau VIII-3.

**Tableau VIII. 3** : Volume du lit de sable

D(mm)	L(m)	b(m)	e(m)	Vs(m3)
25	2594	0,625	0,15	243,1875
32	2098	0,632	0,15	198,8904
40	45	0,64	0,15	4,32
50	97	0,65	0,15	9,4575
63	881	0,663	0,15	87,61545
75	272	0,675	0,15	27,54
90	164	0,69	0,15	16,974
110	470	0,71	0,15	50,055
160	728	0,76	0,15	82,992
200	878	0,8	0,15	105,36
250	177	0,85	0,15	22,5675
315	450	0,915	0,15	61,7625
250	2323	0,85	0,15	296,1825
Volume totale				1206,90

### VIII.1.8 Pose des conduites

Avant de descendre les conduites dans l'excavation, un tri des conduites est effectué pour écarter celles qui ont subi des chocs. Les conduites sont ensuite descendues lentement dans le fond de la fouille à l'aide d'un engin de levage. Pendant la pose, l'alignement des tuyaux est régulièrement vérifié pour s'assurer que l'installation est effectuée correctement.

### VIII.1.9 Epreuve de joint et de la canalisation

Pour des raisons de sécurité, un essai de pression des conduites et des joints est réalisé avant le remblaiement. Cet essai se fait à l'aide d'une pompe d'essai et consiste à remplir la conduite d'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service prévue pour son fonctionnement. L'épreuve doit durer environ 30 minutes, durant lesquelles la variation de pression ne doit pas excéder 0,2 bar.

### VIII.1.10 Remblaiement de la tranchée

Une fois les essais réussis, le remblaiement doit être réalisé manuellement avec la terre issue des déblais, en s'assurant d'éliminer tous les éléments indésirables. Le remblai doit être correctement compacté.

#### VIII.1.10.1 Volume de la conduite

Pour la détermination du volume des remblais, la détermination du volume de canalisation est nécessaire

$$S_C = \frac{4\pi}{D} m^2 \quad \text{VIII. (7)}$$

Avec :

$S_C$  : Section de la conduite (m<sup>2</sup>) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_C = S_C \times L \quad m^3 \quad \text{VIII. (8)}$$

Avec :

$V_C$  : Volume de la conduite (m<sup>3</sup>) ;

L : Longueur de la conduite (m).

Les résultats du calcul du volume de la conduite sont présentés dans le tableau VIII-4.

**Tableau VIII. 4 : Volume de la conduite**

D(mm)	L(m)	S(m2)	V(m3)
25	2594	0,00049087	1,27332677
32	2098	0,00080425	1,68731172
40	45	0,00125664	0,05654867
50	97	0,0019635	0,19045905
63	881	0,00311725	2,74629312
75	272	0,00441786	1,20165919
90	164	0,00636173	1,04332292
110	470	0,00950332	4,46655936
160	728	0,02010619	14,6373085
200	878	0,03141593	27,5831835
250	177	0,04908739	8,68846718
315	450	0,07793113	35,0690097
250	2323	0,04908739	114,029996
Volume totale			212,67

**VIII.1.10.2 Volume du Remblais compacté**

Le volume des remblais est calculé en soustrayant le volume occupé par la conduite et le Volume du lit de sable du volume total des déblais

$$V_r = V_{exc} - V_S - V_C \quad \text{VIII. (9)}$$

Avec

$V_r$  : Volume du remblai

$V_{exc}$  : Volume du déblai (volume excavé)

$V_S$  : Volume du lit de sable.

$V_C$  : Volume occupé par la conduite.

Donc :

$$V_r = 11654,56 - 1345,44 - 280,31 = 10028,80 \text{ m}^3$$

Le tableau suivant contient les défèrent volumes des travaux :

**Tableau VIII. 5 : Coût des travaux**

Désignation		Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais		m <sup>3</sup>	10327,61	300	3098283
Lit de sable		m <sup>3</sup>	1206,90	800	965520
Distribution	Conduite Ø 315	m	450	4003,95	1801777,5
	Conduite Ø 250	m	177	2510,95	444438,15
	Conduite Ø 200	m	878	1617,42	1420094,76
	Conduite Ø 160	m	728	1033,79	752599,12
	Conduite Ø 110	m	470	495,40	232838
	Conduite Ø 90	m	164	335,47	55017,08
	Conduite Ø 75	m	272	281,31	76516,32
	Conduite Ø 63	m	881	198,97	175292,57
	Conduite Ø 50	m	97	125,79	12201,63
	Conduite Ø 40	m	45	82,33	3704,85
	Conduite Ø 32	m	2098	52,60	110354,8
Conduite Ø 25	m	2594	33,85	87806,9	
Adduction	Conduite Ø 250	m	2323	2510,95	5832936,9
Remblais		m <sup>3</sup>	10028,80	400	4011520
Total					19080901,6

## VIII.2 Travaux concernant le réservoir projeté

- Excavation ;
- Pose du tout-venant ;
- Coulage du béton de propreté ;
- Coulage du béton du radier ;
- Coulage du béton pour le voile et les poteaux de la chambre de manœuvre ;
- Coulage du béton pour la coupole, la dalle et la chambre des manœuvres ;
- Réalisation de la maçonnerie de la chambre des manœuvres.

### VIII.2.1 Volume des déblais

Le volume total des déblais est calculé par la formule suivante :

$$V_D = \left( \frac{\pi \cdot D_{exc}^2}{4} + (L \cdot l) \right) \times h_{exc} \quad \text{VIII. (10)}$$

Avec :

- $V_D$  : volume total des déblais ( $m^3$ ) ;
- $D_{EXC}$  : diamètre d'excavation (m),  $D_{EXC} = D_{EXT} + 2$  ;
- $D_{EXT}$  : diamètre extérieur du radier du réservoir (m),  $D_{EXT} = D_{INT} + (2 \times 0,3)$  ;
- $D_{INT}$  : diamètre intérieur du réservoir (m) ;
- $L$  : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;
- $l$  : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;
- $h_{EXC}$  : profondeur d'excavation (m),  $h_{EXC} = 1$  m.

**Tableau VIII. 6** : Volumes des déblais pour le réservoir projeté et la chambre de manœuvres.

Réservoirs	$D_{INT}$ (m)	$D_{EXT}$ (m)	$D_{EXC}$ (m)	$L$ (m)	$l$ (m)	$V_D$ ( $m^3$ )
R <sub>projeté</sub>	18	18,6	20,6	5	4	353,29

### VIII.2.2 Volume du tout-venant

Calcul du volume du tout-venant sera calculer par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \times e_{tv} \quad \text{VIII. (11)}$$

Avec :

- $V_{tv}$  : volume du tout-venant ( $m^3$ ) ;
- $e_{tv}$  : épaisseur de la couche du tout- venant (m),  $e_{tv} = 0,3$  m.

**Tableau VIII. 7** : Volume tout-venant pour le réservoir.

Réservoirs	D <sub>INT</sub> (m)	D <sub>EXT</sub> (m)	D <sub>EXC</sub> (m)	e <sub>tv</sub>	V <sub>tv</sub> (m <sup>3</sup> )
R projeté	18	18,6	20,6	0,3	94,25

### VIII.2.3 Volume du béton de propreté

Calcul du volume du béton de propreté est calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi \times D_{bp}^2}{4} \times e_{bp} \quad \text{VIII. (12)}$$

Avec :

- $V_{bp}$  : volume du béton de propreté ( $m^3$ ) ;
- $D_{bp}$  : diamètre de la couche du béton de propreté (m),  $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$  ;
- $e_{bp}$  : épaisseur de la couche du béton de propreté (m),  $e_{bp} = 0,15$  m.

**Tableau VIII. 8** : Volume du béton de propreté pour le réservoir.

Réservoirs	D <sub>int</sub> (m)	D <sub>ext</sub> (m)	D <sub>bp</sub> (m)	e <sub>bp</sub>	V <sub>pb</sub> (m <sup>3</sup> )
R projeté	18	18,6	19,8	0,15	46,19



### VIII.2.4 Volume du béton armé

Les dimensions du réservoir projeté, de forme circulaire, sont estimées à l'aide de la formule suivant :

$$V_{BA} = \frac{\pi \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \times H \quad \text{VIII. (13)}$$

Avec :

- $V_{BA}$  : volume du béton armé ( $m^3$ ) ;
- $D_{ext}$  : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;
- $D_{int}$  : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;
- $H$  : hauteur de l'élément du réservoir (m).

**Tableau VIII. 9** : Volume du béton armé pour le réservoir.

Réservoir	Elément	$D_{EXT}$ (m)	$D_{INT}$ (m)	H (m)	$V_{BA}$ ( $m^3$ )
$R_{projeté}$	Radier	18,6	--	0,45	122,27
	Voile	18,7	18	4	80,71
	Ceinture supérieure	19	18	0,5	14,53
	Acrotère	19	18,64	0,3	3,19
Total					220,7

En suite en calcule le volume du béton armé de la coupole :

$$V_C = 2 \times \pi \times R \times f \times e_c \quad \text{VIII. (14)}$$

Avec :

- $V_C$  : volume du béton armé de la coupole ;
- $f$  : flèche de la coupole (m),  $f = 1,5$  m ;
- $e_c$  : épaisseur de la coupole (m),  $e_c = 0,1$  m ;
- $R$  : rayon de la coupole (m).

**Tableau VIII. 10** : Volume du béton armé pour la coupole du réservoir.

Réservoir	D (m)	R (m)	V <sub>C</sub> (m <sup>3</sup> )
R <sub>projeté</sub>	18	27,75	26,15

Le volume total du béton armé du réservoir est :  $220,7 \text{ m}^3 + 26,15 \text{ m}^3 = 246,85 \text{ m}^3$ .

Le volume du béton armé de la chambre de manœuvre est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V = L \times l \times N \times h \quad \text{VIII. (15)}$$

Avec :

- V : volume du béton armé de chaque élément (m<sup>3</sup>) ;
- L : longueur de chaque élément (m) ;
- l : largeur de chaque élément (m) ;
- h : hauteur de chaque élément (m) ;
- N : nombre des éléments.

**Tableau VIII. 11** : Volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	L(m)	l (m)	h (m)	N	V (m <sup>3</sup> )
Voiles	5	0,2	0,5	3	1,5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1,08
Ceintures inf. long	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures inf. larg.	4	0,3	0,3	3	1,08
Ceintures sup. long	5	0,3	0,3	3	1,35
Ceintures sup. larg.	4	0,3	0,45	3	1,62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1,4
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1,4
Total					10.78

Donc le volume totale du béton armé de réservoir et la chambre de manœuvre est :

$$V_{\text{BAT}} = 246,85 + 10,78 = 256,63 \text{ m}^3$$

**VIII.2.5 Volume du remblai compacté**

$$V_r = \frac{\pi \times (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} \times h \quad \text{VIII. (16)}$$

Avec :

- $V_r$  : volume du remblai compacté ( $m^3$ ) ;
- $D_{exc}$  : diamètre d'excavation (m),  $D_{exc} = D_{ext} + 2$  ;
- $D_{ext}$  : diamètre extérieur du réservoir (m) ;
- $h$  : profondeur d'excavation (m),  $h = 1$  m.

$$V_r = \frac{\pi(20,6^2 - 18,6^2)}{4} = 61,57 \text{ m}^3$$

**Tableau VIII. 12** : Coût des travaux du réservoir projeté.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	M <sup>3</sup>	353,29	300	105987
Tout venant	M <sup>3</sup>	94,25	600	56550
Béton de propreté	M <sup>3</sup>	46,19	8 000,00	369520
Béton armé	M <sup>3</sup>	256,63	25 000,00	6415750
Remblais compactés	M <sup>3</sup>	61,57	4000	246280
Maçonnerie	Brique	720	40	28800
Total				7222887

**VIII.3 Volumes des travaux de la station de pompage****VIII.3.1 Volume de décapage**

L'épaisseur de la couche superficielle à enlever est de 10 cm, et le décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$V_{déc} = L \times l \times e_{déc} \quad \text{VIII. (17)}$$

Avec :

L : Longueur de la station de pompage.

l : Largeur de la station de pompage

$e_{d\acute{e}c}$  : L'épaisseur de d'écapage.

Donc :

$$V_{d\acute{e}c} = 22 \times 7,4 \times 0,1 = 16,28 \text{ m}^3$$

### VIII.3.2 Volume des déblais

Le bâtiment de la station de pompage étant partiellement enterré, le volume des déblais correspond au volume de terre excavée pour atteindre la profondeur du radier, ainsi que celui des fouilles. La profondeur du radier étant de 2,1 m par rapport au niveau naturel du terrain, le volume total à excaver pour le bâtiment est de :  $22 \times 7,4 \times 2,1$ , soit  $341,83 \text{ m}^3$ .

Chaque fouille a un volume de  $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$ , soit  $3,375 \text{ m}^3$  par fouille. Avec 12 fouilles à réaliser, le volume total des fouilles est de  $40,5 \text{ m}^3$ .

Le volume total des déblais est tel que :  $341,83 + 40,5$  soit : **387,38 m<sup>3</sup>**

### VIII.3.3 Volume du béton de propreté

Le volume de béton de propreté pour une fouille est de  $1,5 \times 1,5 \times 0,10$  soit  $0,225 \text{ m}^3$ .

Étant donné qu'il y a 12 fouilles, le volume total de béton de propreté est de  $0,225 \times 12 = 2,7 \text{ m}^3$

### VIII.3.4 Volume de béton armé

**Tableau VIII. 13** : Volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	V =L*l*h (m <sup>3</sup> )
Semelles	1,5	1,5	0,4	0,9
Avant poteaux	0,3	0,3	0,7	0,063
Poteaux	0,3	0,3	6,7	0,603
Ceintures inf. long.	22	0,3	0,3	1,98
Ceintures inf. larg.	10	0,3	0,3	0,9
Ceintures sup. long.	22	0,3	0,3	1,98
Ceintures sup. larg.	10	0,3	0,45	1,35
Voiles	10	0,2	3	6
Balcons	10	2 et 1,5	0,2	4
Ceinture du balcon	10	0,3	0,5	1,5
Dalle supérieure	22	7	0,07	10,78
Chape inférieure	22	7	0,07	10,78
Acrotère sur dalle	57,8	0,1	0,85	4,913
				TOTAL :45,749

### VIII.3.5 Volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté pour chaque fouille est calculé en tenant compte d'une profondeur de 1 mètre (profondeur initiale de 1,5 m moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté). Cela donne un volume de 2,09 m<sup>3</sup> par fouille.

Avec un total de 12 fouilles, le volume global de remblais compacté pour les fouilles est de 25,1 m<sup>3</sup>.

Le remblai compacté derrière les murs et voiles enterrés est de 22 x 7,4 x 2 x 2,1, soit 683,76 m<sup>3</sup>.

Ainsi, le volume total de remblai compacté s'élève à 708,86 m<sup>3</sup>,

### VIII.3.6 Volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage, seuls les murs extérieurs seront construits en briques de dimensions 30x20 cm.

- La surface totale de la maçonnerie est obtenue en soustrayant la surface des voiles de la surface totale des murs :  $(22 + 7,4) \times 6,7 \times 2 - (7,4 \times 3 \times 2)$ , soit 349 m<sup>2</sup>.
- La surface unitaire d'une brique étant de 0,06 m<sup>2</sup> (0,30 x 0,20), la quantité nécessaire pour la maçonnerie est de 5 826 briques.
- En tenant compte de la casse, 5 826 briques doivent être prévues. Comme le mur est en double cloison, le nombre total de briques nécessaires est de 11 652.

**Tableau VIII. 14** : Volumes de travaux de la station de pompage.

N°	Désignation	Quantité	Prix Unitaire DA	Mentant DA
1	Décapage	16,28	300	4884
2	Remblais compacté	708,86	4000	2835440
3	Béton de propreté	2,70	8000	21600
4	Béton armé	45,75	25000	1143750
5	Maçonnerie (briquetage)	11652	40	466080
Total				4471754

Tableau VIII. 15 : Bilan des coûts.

Désignation	Montant (DA)
Réseau de distribution et d'adduction	19080901,6
Réservoir projeté	7222887
Station de pompage	4471754
Total	30775542,6

### VIII.4 Planification des travaux

Avant de commencer les travaux sur le chantier, il est essentiel de procéder à une planification rigoureuse. Celle-ci repose sur une étude théorique visant à optimiser l'utilisation de la main-d'œuvre et des autres ressources. L'objectif de cette planification est de garantir que l'ensemble des travaux se déroulent :

Dans le bon ordre (avec une bonne succession des opérations du réseau) ;

Sans retard ;

De manière aussi économique que possible.

Les travaux seront organisés selon la méthode du réseau (CPM). Cette méthode, connue sous le nom de chemin critique ou méthode PERT (Program Evaluation Review Technique), représente les tâches sous forme de nœuds et de flèches. Ces éléments sont parcourus par un flux qui représente le temps, et chaque nœud ou flèche marque une étape ou un événement. Cette technique a été développée en 1958 par les Américains.

#### VIII.4.1 Définitions des tâches et leurs durées

- La réalisation de l'adduction ;
- La réalisation de la station de pompage ;
- La réalisation du réseau de distribution

Il est prévu que la construction de station de pompage et de leur réservoir se déroulera en parallèle, tandis qu'une entreprise sera responsable de la réalisation de l'adduction.

##### VIII.4.1.1 Station de pompage

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage ainsi que leurs durées sont présentées dans le tableau VIII.15

**Tableau VIII. 16** : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

<b>Notation</b>	<b>Opération</b>	<b>Durée (jour)</b>
A	Décapage	3
B	Excavation	7
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation Des débris et nettoyage	7

#### VIII.4.1.2 Adduction

Les tâches relatives à la réalisation de l'adduction, ainsi que leurs durées, sont présentées dans le tableau VII.9.

**Tableau VIII. 17** : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

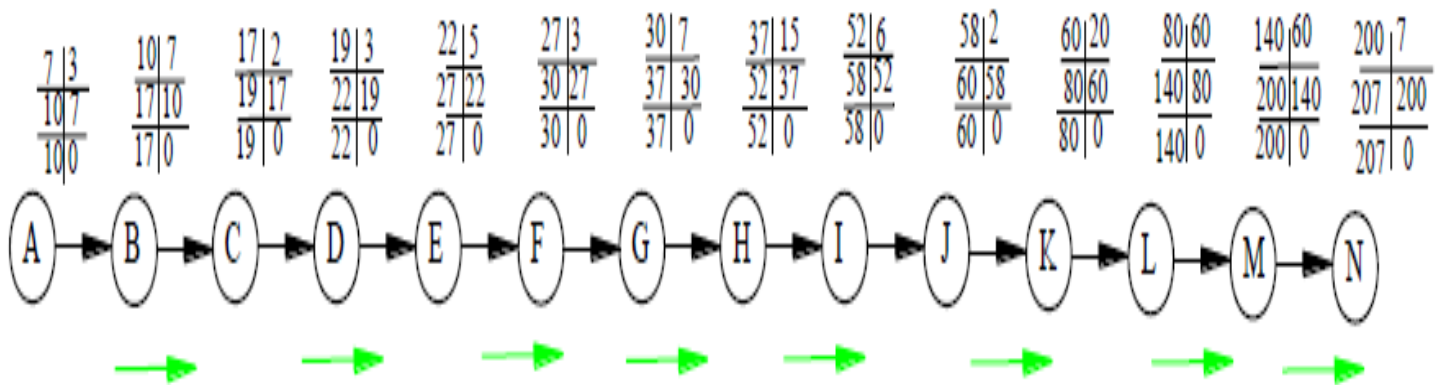
<b>Notation</b>	<b>Opération</b>	<b>Durée (Jour)</b>
A	Excavation de la tranchée	28
B	Lit de sable	9
C	Pose de conduite	37
D	Remblais	5
E	Compactage	5

**VIII.4.1.3 Réseau de distribution**

Les tâches relatives à la réalisation du réseau de distribution, ainsi que leurs durées, sont présentées dans le tableau VIII 17.

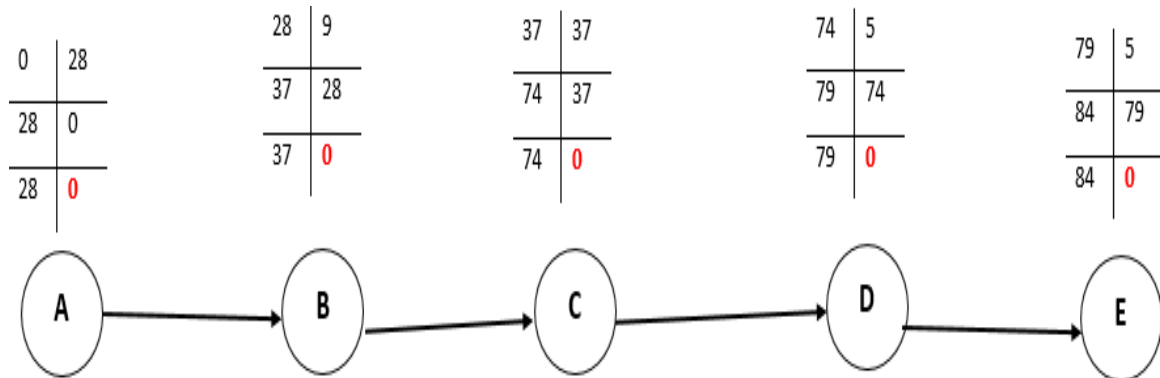
**Tableau VIII. 18 :** Temps de réalisation des opérations Du réseau de distribution.

Notation	Opération	Durée (Jour)
AA	Excavation de la tranchée	93
BB	Lit de sable	31
CC	Pose de conduite	123
DD	Remblais	16
EE	Compactage	16

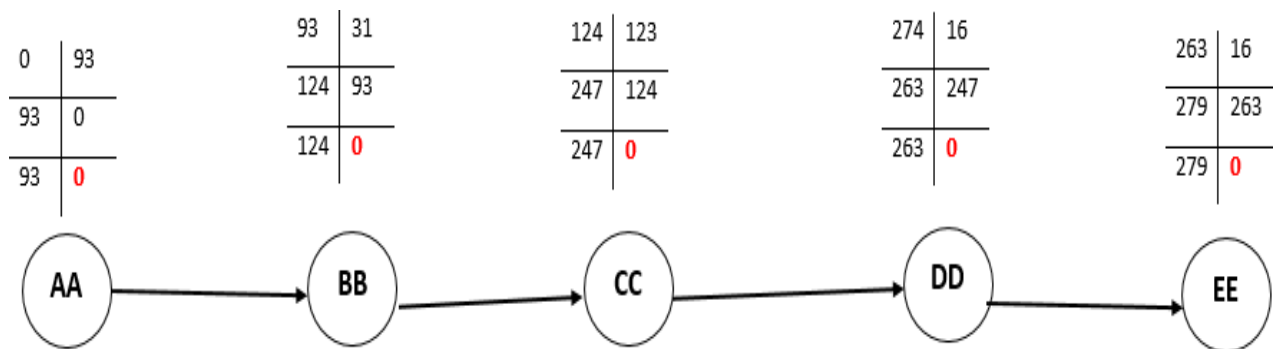


**Figures VIII. 1 :** Réseau de planification des tâches pour la station de pompage.





Figures VIII. 2 : Réseau de planification des tâches pour adduction.



Figures VIII. 3 : Réseau de planification des tâches pour réseau de distribution

**Conclusion**

La durée totale de réalisation du projet est de 570 jours, soit environ 19 mois.

**Conclusion**

En résumé, ce chapitre souligne l'importance de l'organisation d'un chantier avant le début des travaux. L'organisation permet de définir les volumes de travaux nécessaires à la réalisation du chantier et de fournir des informations sur le coût total du projet. Elle permet également de déterminer tous les engins qui peuvent être utilisés sur le chantier, le choix final étant basé sur une étude économique.

## CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de notre mémoire de fin d'études, nous avons mené une étude sur l'alimentation en eau potable de la ville de GDEYL.

Notre étude a accordé une priorité particulière à l'aspect technique pour garantir une pression adéquate et un débit suffisant aux abonnés, tout en assurant la sécurité et l'économie du réseau.

Pour protéger le réseau contre les effets de régime transitoire (coup de bélier) et la corrosion, nous avons conçu un réseau de distribution de type maillé composé de conduites non corrosives en polyéthylène haute densité (PEHD), conformes aux normes de potabilité. Ce réseau devrait répondre aux besoins de la population jusqu'à l'horizon 2054, avec un fonctionnement plus fiable.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises dans le domaine de l'hydraulique pendant notre formation.

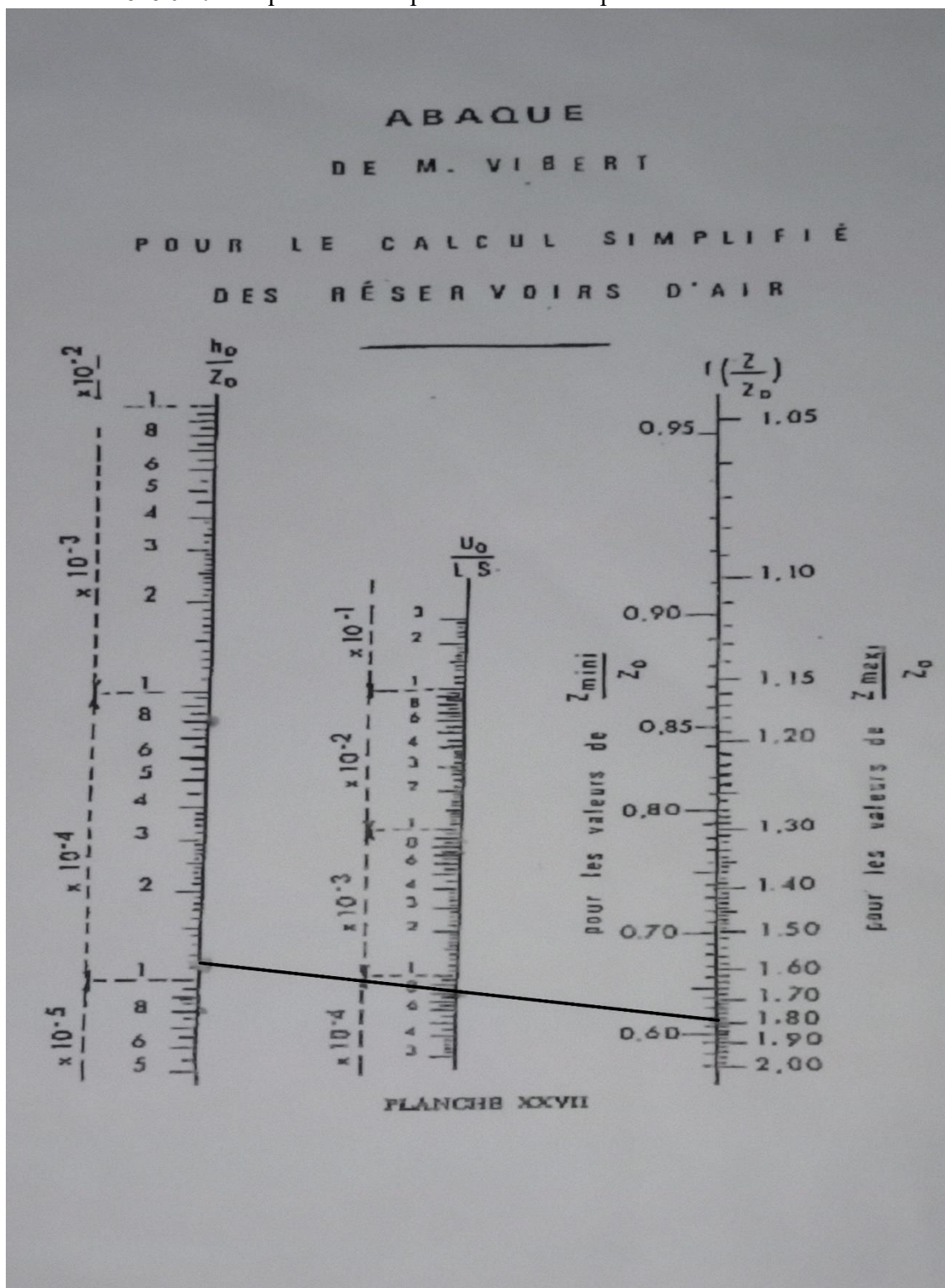
En fin, je souhaite que ce travail modeste puisse servir de référence pour les projets d'alimentation en eau potable à l'avenir.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

- [1] B. SALAH :** « Cours d'Alimentation en eau potable », ENSH 1993.
  
- [2] DUPONT.A :** « Hydraulique urbaine (tome 2) ». Edition Eyrolles (1979).
  
- [3] KADI, L. (2020).** Cours d'AEP.
  
- [4] A. LENCASTRE :** « Hydraulique générale », Tome II Eyrolles, Paris1982.
  
- [5] EPANET 2.0** Manuel de l'utilisateur, 2003.
  
- [6] W. MOKRANE** cours systèmes de pompage.
  
- [7] Mémoire fin d'étude**

# ANNEXES

Annexe 01 : Abaque de Vibert pour le calcul simplifier des réservoirs d'air.



*Annexe 02 : La Variation horaire en fonction du nombre de la population.*

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	<b>10001à 50000</b>	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1.00	<b>1.5</b>	03	3.35	0.75
1-2	1.00	<b>1.5</b>	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	<b>1.5</b>	2.5	3.3	01
3-4	1.00	<b>1.5</b>	2.6	3.2	01
4-5	2.00	<b>2.5</b>	3.5	3.25	03
5-6	3.00	<b>3.5</b>	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	<b>4.5</b>	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	<b>5.5</b>	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	<b>6.25</b>	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	<b>6.25</b>	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	<b>6.25</b>	4.8	4.85	06
11-12	5.50	<b>6.25</b>	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	<b>5.00</b>	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	<b>5.00</b>	4.1	4.55	06
14-15	5.50	<b>5.50</b>	4.2	4.75	05
15-16	4.50	<b>6.00</b>	4.4	4.7	05
16-17	5.00	<b>6.00</b>	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	<b>5.50</b>	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	<b>5.00</b>	4.5	4.4	06
19-20	5.00	<b>4.50</b>	4.5	4.3	06
20-21	4.50	<b>4.00</b>	4.5	4.3	06
21-22	3.00	<b>3.00</b>	4.8	3.75	03
22-23	2.00	<b>2.00</b>	4.6	3.75	02
23-24	1,00	<b>1.50</b>	3.3	3.7	01

**Tableau 1** : Résultats de calcul des pressions pour le cas de pointe et pointe + incendie.

ID Noeud	Altitude (m)	Cas de pointe		Cas de pointe + incendie	
		Demande (L/s)	Pression (m.c.e)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)
Noeud n1	222,39	2,28	28,94	2,28	28,55
Noeud N2	225,48	0,83	25,58	0,83	24,88
Noeud N3	227,58	1,06	23,33	1,06	22,44
Noeud N4	231,15	1,05	19,09	1,05	17,31
Noeud N5	231,44	1,59	18,7	18,59	16,76
Noeud N6	223,3	1,92	25,29	1,92	23,38
Noeud N7	218,39	0,91	29,72	0,91	27,82
Noeud N8	216,74	0,64	30,71	0,64	28,83
Noeud N9	216,11	1,4	29,74	1,4	29,12
NoeudN10	215,67	1,67	31,78	1,67	31,3
NoeudN11	214,29	0,84	34,85	0,84	34,42
NoeudN12	216,53	0,85	32,88	0,85	32,45
NoeudN13	218,03	0,95	31,63	0,95	31,21
NoeudN14	219,63	1,68	30,57	1,68	30,16
NoeudN15	222,97	0,64	23,12	0,64	22,41
NoeudN16	223,12	0,64	22,84	0,64	21,96
NoeudN17	224,59	0,64	20,68	0,64	18,89
NoeudN18	224,6	0,64	19,44	0,64	17,49
NoeudN19	219,14	0,62	24,95	0,62	23,04
NoeudN20	218,8	0,3	24,73	0,3	22,83
NoeudN21	223,88	0,69	15,87	0,69	15,25
NoeudN22	223,35	0,78	5,29	0,78	4,81
NoeudN23	221,31	0,63	24,15	0,63	23,75
NoeudN24	220,81	0,37	26,47	0,37	26,05
NoeudN25	218,13	0,42	27,87	0,42	27,45
NoeudN26	216,38	1,54	30,86	1,54	28,98
NoeudN39	214,95	0,95	30,97	0,95	29,1
NoeudN38	214,66	0,95	30,88	0,95	29,01

ID Noeud	Altitude (m)	Cas de pointe		Cas de pointe + incendie	
		Demande (L/s)	Pression (m.c.e)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)
Noeud N37	213,13	0,82	30,43	0,82	28,6
Noeud N36	212,32	1,05	29,18	1,05	27,45
Noeud N34	208,9	1,38	38,6	1,38	38,14
Noeud N32	208,36	1,21	38,09	1,21	37,6
Noeud N31	208	1,15	36,37	1,15	35,82
Noeud N30	208,23	1,15	35,79	1,15	35,22
Noeud N29	208,77	1,14	34,43	1,14	32,7
Noeud N28	208,6	1,13	35,15	1,13	33,37
Noeud N27	208,77	2,54	36,86	2,54	35,01
Noeud N33	208,42	0,71	38,99	0,71	38,52
Noeud N45	209,32	0,4	27,92	0,4	27,47
Noeud N44	210,64	0,31	30,68	0,31	30,2
Noeud N43	210,58	0,37	25,53	0,37	24,97
Noeud N42	210,57	0,37	25,19	0,37	24,61
Noeud N41	211,1	0,37	23,84	0,37	22,1
Noeud N40	210,83	0,37	24,73	0,37	22,95
Noeud N49	211	0,58	26,72	0,58	24,85
Noeud N48	211,33	0,54	27,45	0,54	25,58
Noeud N47	210,93	0,32	27,09	0,32	25,27
Noeud N46	211,25	0,25	27,41	0,25	25,67
Noeud N50	205,28	1,48	37,4	1,48	35,61
Noeud N51	204,67	0,67	37,82	0,67	36,03
Noeud N52	203,1	0,72	37,18	0,72	35,47
Noeud N53	202,95	0,73	36,59	0,73	34,91
Noeud N54	202,3	0,74	33,24	0,74	31,83
NoeudN55	202,46	2,56	31,98	2,56	30,75
Noeud N56	206,43	3,28	39,98	3,28	39,5
Noeud N57	208,1	0,71	37,23	0,71	36,75
Noeud N58	205	0,43	28,91	0,43	28,43
Noeud N67	204,8	0,41	19,67	0,41	18,26
Noeud N68	204,72	0,42	17,98	0,42	16,75



ID Noeud	Altitude (m)	Cas de pointe		Cas de pointe + incendie	
		Demande (L/s)	Pression (m.c.e)	Demande (L/s)	Pression (m.c.e)
Noeud N66	204,89	0,38	25,67	0,38	23,99
Noeud N65	205	0,37	26,94	0,37	25,23
Noeud N59	205	0,43	26,74	0,43	26,18
Noeud N60	207	0,43	24,39	0,43	23,81
Noeud N61	206,71	0,43	23,86	0,43	22,12
Noeud N62	205,83	0,43	25,29	0,43	23,51
Noeud N63	206,1	0,34	30,04	0,34	28,25
Noeud N64	205,47	0,34	30,41	0,34	28,63
Noeud N35	213,25	1,62	35,76	1,62	35,33
Réservoir R	250	-60,56	2	-77,56	2

**Tableau 2** : les diamètres finaux des conduites.

Tronçon	L(m)	Diamètres (mm)		
		Cas de pointe	Cas de pointe + incendie	Final
R_1	450	315	315	315
1_2	35	200	250	250
2_3	21	200	250	250
3_4	106	200	250	250
4_5	15	200	250	250
5_6	270	200	200	200
1_14	202	200	200	200
13_14	114	200	200	200
12_13	59	200	200	200
11_12	70	200	200	200
10_11	165	90	90	90
2_15	195	32	32	32
3_16	194	32	32	32
4_17	195	32	32	32
5_18	194	32	32	32
6_19	187	32	32	32
7_20	91	25	25	25

Tronçon	L(m)	Diamètres (mm)		
		Cas de pointe	Cas de pointe + incendie	Final
8_9	110	25	25	25
9_10	104	63	63	63
7_8	63	160	160	160
6_7	122	200	200	200
9_21	209	32	32	32
12_25	129	32	32	32
13_24	113	32	32	32
14_23	191	32	32	32
10_22	236	32	32	32
8_26	21	160	160	160
26_39	96	90	90	90
38_39	18	75	75	75
37_38	104	63	63	63
36_37	45	40	40	40
35_36	195	25	25	25
26_27	349	160	160	160
27_28	86	75	75	75
28_29	13	50	50	50
29_30	85	24	24	24
30_31	20	63	63	63
28_40	112	25	25	25
29_41	113	25	25	25
39_49	175	32	32	32
38_48	164	32	32	32
37_47	98	25	25	25
36_46	78	25	25	25
30_42	113	25	25	25
31_43	113	25	25	25
31_32	84	75	75	75
32_33	54	90	90	90
33_34	22	160	160	160

Tronçon	L(m)	Diamètres (mm)		
		Cas de pointe	Cas de pointe + incendie	Final
32_44	96	25	25	25
34_35	273	160	160	160
11_35	100	200	200	200
27_50	330	110	110	110
50_51	14	90	90	90
51_52	84	75	75	75
52_53	21	63	63	63
53_54	84	50	50	50
54_55	13	32	32	32
28_62	132	25	25	25
29_61	132	25	25	25
50_63	104	25	25	25
51_64	105	25	25	25
52_65	114	25	25	25
53_66	117	25	25	25
30_60	132	25	25	25
31_59	132	25	25	25
57_58	131	25	25	25
54_67	126	25	25	25
55_68	128	25	25	25
56_57	16	32	32	32
55_56	632	63	63	63
33_56	140	110	110	110
32_44	96	25	25	25

**Annexe 2 : Prix des conduites PEHD PN10 (groupe CHIALI)**

Référence	Désignation	Diamètre	Épaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 003 0161	Tube PEHD	16	-----	PE80	10 Bars	-----	-----
11 003 0201	Tube PEHD	20	2,0	PE80	10 Bars	26,31	30,78
11 003 0251	Tube PEHD	25	2,0	PE80	10 Bars	33,85	39,60
11 003 0321	Tube PEHD	32	2,4	PE80	10 Bars	52,60	61,54
11 003 0401	Tube PEHD	40	3,0	PE80	10 Bars	82,33	96,33
11 003 0501	Tube PEHD	50	3,7	PE80	10 Bars	125,79	147,17
11 003 0631	Tube PEHD	63	4,7	PE80	10 Bars	198,97	232,79
11 003 0751	Tube PEHD	75	5,6	PE80	10 Bars	281,31	329,13
11 007 0901	Tube PEHD	90	5,4	PE100	10 Bars	335,47	392,50
11 007 1101	Tube PEHD	110	6,6	PE100	10 Bars	495,40	579,62
11 007 1251	Tube PEHD	125	7,4	PE100	10 Bars	631,13	738,42
11 007 1601	Tube PEHD	160	9,5	PE100	10 Bars	1 033,79	1 209,53
11 007 2001	Tube PEHD	200	11,9	PE100	10 Bars	1 617,42	1 892,38
11 007 2501	Tube PEHD	250	14,8	PE100	10 Bars	2 510,95	2 937,81
11 007 3151	Tube PEHD	315	18,7	PE100	10 Bars	4 003,95	4 684,62
11 007 4001	Tube PEHD	400	23,7	PE100	10 Bars	6 424,42	7 516,57
11 007 5001	Tube PEHD	500	29,7	PE100	10 Bars	10 021,19	11 724,79
1 007 6301	Tube PEHD	630	37,4	PE 100	10 Bars	15 153,49	17 729,58

