

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة – د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté de technologie

Département de génie civil et de l'hydraulique

PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en hydraulique

Spécialité : Hydraulique urbaine

Actualisation du schéma d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune de Doui- Thabet, wilaya de Saida

Présenté par :

KICHOU Abdelhalim & CHENAFI Alaa Eddine

Soutenu le 10 /10 / 2024, devant le jury composé de :

M. HAZZAB Abdelkrim

Pr.

Président

M. AÏMER Hadj

M.A.A

Encadrant

M. TALBI Djilali

M.C.A

Examineur

Année universitaire 2023/2024

Remerciements

Nous remercions DIEU pour nous avoir donné le courage et la volonté pour mener à bien et terminer ce travail.

Nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidé tout au long de notre travail, particulièrement à notre encadreur Mr Hadj AIMER pour son aide et ces conseils durant l'élaboration de ce mémoire.

Nos sincères remerciements s'adressent à tous nos enseignants de la filière « Hydraulique » au Département « Génie Civil & Hydraulique » de la Faculté de Technologie – Université de Saïda.

Aussi aux membres de jury pour avoir accepté d'examiner et de juger notre travail.

Sans oublier tous nos collègues.

ملخص

يعد هذا العمل رسالة نهاية الدراسة للحصول على ماستر في الري الحضري. والهدف منها هو تحديث لمخطط التزود بالمياه الصالحة للشرب لعاصمة بلدية ذوي ثابت (ولاية سعيدة). تركز هذه الدراسة على عدة نقاط: - وصف منطقة الدراسة؛ - دراسة الاحتياجات من مياه الشرب لأفاق مختلفة. - تحديد حجم شبكة التوريد والتوزيع على المدى الطويل؛ - اختيار المضخة والحماية من المطرقة المائية.

الكلمات المفتاحية: فيجل، ذوي ثابت، الحفر، شبكة التوزيع، التقريب.

Abstract

This work is part of a final dissertation for a Master's degree in Urban Hydraulics. Its objective is to update the drinking water supply plan for the capital of the commune of Doui-Thabet (wilaya of Saida). This study is structured around several points : - Description of the study area; - Study of drinking water needs for different horizons; - Sizing of the supply and the long-term distribution network; - Choice of pump and protection against water hammer.

Keywords : Fydjel, Doui-Thabet, Drilling, Distribution network, Supply.

Résumé

Le présent travail s'inscrit dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude pour l'obtention d'un Master en Hydraulique Urbaine. Il a pour objectif d'actualiser le schéma d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune de Doui-Thabet (wilaya de Saida). Cette étude s'articule sur plusieurs points : - Description de la zone d'étude ; - Étude des besoins en eau potable pour différents horizons ; - Dimensionnement de l'adduction et le réseau de distribution à long terme ; - Choix de pompe et protection contre le coup de bélier.

Mots-clés : Fydjel, Doui-Thabet, Forage, Réseau de distribution, Adduction.

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail avec beaucoup de fierté à
mon honorable famille et à tous ceux qui y ont
contribué de près ou de loin à la réalisation de ce
mémoire :*

A ma mère, mon père, mes frères et sœurs

A la famille Ouled Ahmed et Kichou

*À amis qui m'ont aidé, notamment Heythem et Alaa,
sans oublier Mr Hamimi.*

*Je la dédie aussi à tous les membres de notre
Promotion pour l'amitié.*

KICHOU Abdelhalim

Table des matières

Chapitre 01 : Description générale de la zone d'étude

Introduction général	01
1 .Introduction	02
2. Situation géographique	02
3. Situation démographique	03
3.1.Population actuelle de la commune Doui Thabet (chef lieu)	03
4. Situation climatique	03
4.1. Précipitations	04
4.2. Températures	04
4.3. Gel :	05
4.4. Neige	05
4.5. Vent	05
4.6. Humidité :	06
5. Aperçu géologique	06
5.1.Stratigraphie	06
5.2. Tectonique	06
6. Situation socio-économique	06
7. Conclusion	07

Chapitre 02 : Etat de lieux

1. Introduction	08
2.Alimentations en eau potable	08
2.1 Éléments composant un réseau d'AEP	08
2.1.1. Captage	08
2.1.2. Traitement des eaux	09
2.1.3. Adduction	09
2.1.4. Accumulation	09
2.1.5. Distribution	09
3.Ressources en eau disponibles	10
4.Adduction	10
4.1 adductions par gravité	10
4.2 adductions par refoulement	12
4.3 constitutions d'une adduction	12
4.4 adduction existante	12
5. Ouvrages de Stockage	13
5.1 Principe de fonctionnement d'un réservoir	13
5.2 Ouvrages de stockage existant	13
6. Réseau de distribution	15
7. Conclusion	21

Chapitre 03 : étude des besoins en eau potable

1. Introduction	22
2. Évaluation des besoins en eau potable	22
2.1 Calcul de la consommation moyenne journalière	22
2.2 Dotation d'eau potable domestique	23
2.3 calcule des besoins en eau	23
2.3.1 Répartition de population par secteur de distribution	23
2.3.2 Besoins domestique	24
2.3.3 Besoins des équipement	25

Table des matières

2.3.4 Evolution des besoins domestiques aux différents horizons	27
2.3.5 étude des variations des débits	29
3. Conclusion	34
 Chapitre 04 : Analyse et solutions	
1. Introduction	35
2.Déficits en Ressources	35
2.1. Vérification de l'adduction existante	35
3. Déficits en Stockage	36
4. Besoins Actuels en Stockage	37
5. Besoins stockage pour court terme	40
6. Besoins stockage pour long terme	43
7. Valorisation du déficit en Stockage aux différents horizons	46
8. Vérification du Réseau de distribution	46
9. Calcul des débits en tronçons actuels	47
10. Calcul des pressions au sol	50
11. Conclusion	60
 Chapitre 05 : dimensionnement de l'adduction projetée	
1. Introduction	61
2.Détermination de la gamme de diamètre a étudier	61
2.1.Vérification des vitesses	61
2.2 Amortissement et exploitation	63
2.3 Frais d'amortissement	63
2.4.Frais d'exploitation	64
2.5 Consommation d'énergie	67
3. Choix de pompes	68
3.1 pompe	68
3.2 constitution d'une pompe	69
3.3 Différents types de pompe	69
3.4 pompes immergées	69
3.5 Principe de fonctionnement pompe	69
3.6 Choix de pompe	71
3.6.1 Hauteur manométrique totale	71
3.6.2 Hauteur maximale d'aspiration (pompe centrifuge)	71
3.6.3 Vitesse de rotation (pompe centrifuge)	71
3.6.4 Point de fonctionnement d'une pompe	73
3.6.5 Pertes de charge	73
3.7. Cavitation des pompes centrifuges	74
3.7.1 Effet de la cavitation	74
3.7.2 Détermination de la cavitation	75
3.8. Etude graphique	77
3.9. pompes choisis pour l'adduction	77
4. Conclusion	79
 Chapitre 06 : Protection des installations contre le phénomène du coup de bélier	
1. Introduction	80
2. Phénomène du coup de bélier	80
3. Causes du coup de bélier	80

Table des matières

4. Risques dus aux coups de bélier	80
4.1. Cas de la surpression	80
4.2. Cas de dépression	81
4.3. Fatigue de la canalisation	81
5. Protection contre le coup de bélier	81
5.1. Réservoir d'air	81
5.2. Cheminée d'équilibre	82
5.3. Soupape de décharge	83
5.4. Volant d'inertie	84
6. Caractéristiques des conduites de refoulement	85
7. Calcul du coup de bélier	85
7.1. Calcul de la célérité	85
7.2. Valeur maximale du coup de bélier	86
7.3. Calcul de la surpression et de la dépression	86
8. Calcul simplifié d'un réservoir d'air	87
9. Conclusion	91
 Chapitre 07 : Réseau de distribution projeté	
1. Introduction	92
2. Différents types des réseaux d'alimentation en eau potable	92
2.1. Les réseaux ramifiés	92
2.2. Les réseaux maillés	92
2.3. Réseaux mixtes	93
3. Choix de la trace	93
4. Choix du type de matériaux des conduites du réseau	93
5. Équipements du réseau de distribution (Appareils et accessoires)	94
6. Conception d'un réseau de distribution	95
7. Calcul hydraulique du réseau de distribution	95
8. Détermination des débits	95
8.1. Débit de pointe	95
8.2. Débit spécifique	95
8.3 Débit en route	95
9. Dimensionnement du réseau	96
9.1. calcule des débits aux noeude	96
10. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET	99
11. Diamètres des tronçons et vitesses d'eau	99
11.1 résultat et constations	99
12.Conclusion	104
Conclusion général	105
Bibliographique	107
Annexe	108

Liste des tableaux

Chapitre 01 :

- Tableau 01:	Évolution de la population de la commune Doui-Thabet (chef-lieu).	03
- Tableau 02:	Localisation de la station météorologique de Doui-Thabet (Rebahia).	03
- Tableau 03:	Les moyennes mensuelles des précipitation (période 1996-2005).	04
- Tableau 04:	Variations des températures en fonction du mois (1996-2005).	04
- Tableau 05:	Le nombre de jours de gelée de la région d'étude (1996-2005).	05
- Tableau 06:	Les moyennes mensuelles de la vitesse des vents en m/s.	05
- Tableau 07:	L'humidité relative de la région d'étude au cours de la (1996-2005).	06

Chapitre 02 :

- Tableau 01:	Caractéristiques du point d'eau exploité actuellement à Doui-Thabet.	10
- Tableau 02:	Caractéristiques des conduites existantes en adduction a Fydejl.	13
- Tableau 03:	Description des ouvrages de stockages existants.	14
- Tableau 04:	Description du réseau de distribution secteur A.	16
- Tableau 05:	Description du réseau de distribution secteur B.	18
- Tableau 06:	Description du réseau de distribution secteur C.	19

Chapitre 03 :

- Tableau 01:	Variation de la dotation suivant le nombre d'habitants.	23
- Tableau 02:	Répartition de population par secteur de distribution actuels.	24
- Tableau 03:	Consommation domestique pour différents horizons.	24
- Tableau 04:	Besoins en eau des équipements à l'horizon actuel.	25
- Tableau 05:	Besoins en eau des équipements du secteur A.	26
- Tableau 06:	Besoins en eau des équipements secteur C .	26
- Tableau 07:	Besoins en eau des équipements projetés à partir du Court Terme	27
- Tableau 08:	Evolution totale au temps actuel 2024.	27
- Tableau 09:	Evolution totale à l'horizon 2030.	28

Liste des tableaux

- Tableau	10:	Evolution totale l'horizon 2050.	28
- Tableau	11:	Valeurs de coefficient β en fonction des habitants.	30
- Tableau	12:	Estimation actuelle secteur A de Q_{max} et Q_p .	31
- Tableau	13:	Estimation du Q_{max} et Q_p au court terme	32
- Tableau	14:	Estimation du Q_{max} et Q_p au long terme.	33
- Tableau	15:	Résumé des besoins en eau (consommation moyenne journalière majorée)des différents horizons.	34

Chapitre 04 :

- Tableau	01:	Valorisation des déficits en ressources aux différents horizons	35
- Tableau	02:	Vérification de l'adduction d'écoulement travers la conduite d'adduction	36
- Tableau	03:	Détermination du volume de stockage nécessaire secteur A actuellement	37
- Tableau	04:	Détermination du volume de stockage nécessaire secteur B actuellement	38
- Tableau	05:	Détermination du volume de stockage nécessaire secteur C actuellement	39
- Tableau	06:	Détermination du volume de stockage nécessaire secteur A court terme (2030)	40
- Tableau	07:	Détermination du volume de stockage nécessaire secteur B court terme (2030)	41
- Tableau	08:	Détermination du volume de stockage nécessaire secteur C court terme (2030)	42
- Tableau	09:	Détermination du volume de stockage nécessaire secteur A (2050)	43
- Tableau	10:	Détermination du volume de stockage nécessaire secteur B (2050)	44
- Tableau	11:	Détermination du volume de stockage nécessaire secteur C long terme (2050)	45
- Tableau	12:	Résume les éventuels surplus ou déficits accusés.	46
- Tableau	13:	Calcul du débit en tronçons pour le réseau de secteur A actuel (2024).	47
- Tableau	14:	Calcul du débit en tronçons pour le réseau de secteur B actuel (2024).	48
- Tableau	15:	Calcul du débit en tronçons pour le réseau de secteur C actuel (2024).	48
- Tableau	16:	Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur A au terme actuel.	51
- Tableau	17:	Résume les résultats obtenus de secteur B actuel.	53

Liste des tableaux

- Tableau 18: Résumé des résultats obtenus de secteur C actuel.	54
- Tableau 19 : Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur A au long terme .	56
- Tableau 20 : Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur B au long terme .	58
- Tableau 21 : Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur C au long terme .	58

Chapitre 05 :

Tableau 5-01 : Gamme de diamètre à prendre.	62
Tableau 5-02 : Vérification des vitesses de chaque diamètre	64
Tableau 5-03 : Montre les prix hors taxe de chaque diamètre proposé.	64
Tableau 5-04 : Résumé les prix de revient des conduites proposées.	64
Tableau 5-05 : Pertes de charge unitaires de chaque diamètre ($k=0,1$ mm)	65
Tableau 5-06 : Pertes de charge totales	65
Tableau 5-07 : Hauteur manométrique d'adduction	67
Tableau 5-08 : Puissance des pompes	67
Tableau 5-09 : Énergie consommée par la pompe	67
Tableau 5-10 : Tarif d'énergie	68
Tableau 5-11 : Frais d'exploitation	68
Tableau 5-12 : Frais généraux	68
Tableau 5-13 : Ordre de grandeur du rendement optimal des pompes centrifuge	72
Tableau 5-14 : Courbe caractéristique.	78

Chapitre 06 :

Tableau 6-01 : tableau caractéristique des conduites de refoulement.	85
Tableau 6-02 : données utilisés pour le calcul du réservoir d'air.	88
Tableau 6-03 : résultats du calcul du réservoir d'air avec la méthode de vibert	89

Chapitre 07 :

Tableau (7-01) : Détermination des débits aux nœuds secteur A long terme	96
Tableau (7-02): Détermination des débits aux nœuds secteur B long terme	97
Tableau (7-03): Détermination des débits aux nœuds secteur C long terme	97
Tableau (7-04): Les résultats de simulation obtenus pour le secteur A au long terme .	99
Tableau (7-05) : Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur B au long terme.	100
Tableau (7-06): Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur C au long terme.	100

Liste des figures

Chapitre 01 :

-Fig.01 : Carte localisation de commune de Doui-Thabet	02
--	----

Chapitre 02 :

-Fig.01 : Schéma descriptif des éléments qui composent un réseau d'AEP	08
-Fig.02 : Principales étapes d'acheminement et d'évacuation des eaux.	09
-Fig.03 : Schéma d'une adduction gravitaire	11
-Fig.04 : Schéma d'adduction par refoulement	12
-Fig.05 : Ouvrages de stockage existants (image satellitaire Google- Earth).	14
-Fig.06 : Schéma de la distribution actuelle à Fydjel	15
-Fig.07 : Répartition du linéaire des conduites par diamètres existants pour les trois secteurs de distribution (A ; B et C)	16
-Fig.08 : Répartition de la nature des canalisations pour le Secteur A	18
-Fig.09 : Répartition de la nature des canalisations pour le Secteur B	19
-Fig.10 : Répartition de la nature des canalisations pour le Secteur C	21

Chapitre 04 :

-Fig.01 : Schéma du réseau de distribution actuel - secteur A.	50
-Fig.02 : Schéma du réseau de distribution actuel - secteur B.	50
-Fig.03 : Schéma du réseau de distribution actuel - secteur C.	51
-Fig 04 ; Pressions au sol actuelles au niveau du secteur A	53
-Fig 05 ; Pressions au sol actuelles au niveau du secteur B	54
-Fig 06 ; Pressions au sol actuelles au niveau du secteur C	56

Chapitre 05 :

-Fig.01 : Pompe immergée	70
-Fig.02 : Exemple d'une courbe explicative du phénomène de cavitation	75
-Fig.03 : Graphe du point de fonctionnement	78

Liste des figures

Chapitre 06 :

-Fig.01 :	Réservoir d'air.	82
-Fig.02 :	Cheminée d'équilibre.	83
-Fig.03 :	Soupape de décharge.	84
-Fig.04 :	Volant d'inertie.	85
-Fig.05 :	Diagramme de vibert pour le calcul du réservoir d'air	90

Chapitre 07 :

Figure 01 :	Schéma de réseau ramifié.	92
Figure 02 :	Schéma de réseau maillé	93
Figure 03 :	Schéma de réseau mixte.	93
Figure 04 :	Schéma de réseau mixte de secteur A.	100
Figure 05 :	Schéma de réseau mixte de secteur B.	101
Figure 06 :	Schéma de réseau mixte de secteur C	103

Liste des symboles

$\sum Q_r$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent un nœud (i) (l/s)

A : Amortissement annuel.

a : Célérité de l'onde (m/s).

B : Valeur du coup de bélier (m).

CR : Côte radier (m).

CTN : Côte terrain naturel (m).

D : Diamètre de la conduite (m).

E : Énergie consommée par la pompe (kWh).

e : Épaisseur de la conduite (mm).

Hab : Habitant.

Hd : Dépression maximale (bar).

He : Hauteur d'eau (m).

Hg : Hauteur géométrique (m).

H_{inc} : Hauteur d'incendie.

H_{max} : Surpression maximale (m).

HMT : Hauteur manométrique totale d'élévation (m).

J : Perte de charge en mètre par mètre de conduite.

K_h : Coefficient d'irrégularité horaire.

K_j : Coefficient d'irrégularité journalier.

K_p : Coefficient de pointe.

L : Longueur de la conduite (m).

P : Précipitations (mm).

P : Puissance de la pompe (kW).

PN : Pression nominale (bar).

Q_p : Débit de pointe (m³ /j).

Q_c : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

Q_i : Dotation moyenne journalière en l/j.habitant.

Q_{max,j} : Débit de consommation maximale du jour le plus chargé de l'année (m³ /j).

Q_{min,j} : Débit de consommation minimale du jour le moins chargé de l'année (m³ /j).

Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière (m³/j).

Liste des symboles

- Q_n : Débit nodal de nœuds concerné (l/s).
- Q_r : Débit de route (l/s).
- q_s : Débit spécifique (l/s/ml).
- R_v : Réservoir.
- T : Taux d'accroissement démographique (%).
- T : Température ($^{\circ}\text{C}$).
- T_{\max} : Température maximale ($^{\circ}\text{C}$).
- T_{\min} : Température minimale ($^{\circ}\text{C}$).
- T_{moy} : Température moyenne ($^{\circ}\text{C}$).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).
- V : Volume de la réserve incendie (m³).
- α_{\max} : Coefficient qui dépendu niveau de vie de la population.
- β_{\max} : Coefficient qui dépend de nombre d'habitants.
- η : Rendement de la pompe (%).
- λ : Coefficient de perte de charge.

Introduction générale

L'accès à l'eau potable est un enjeu primordial pour le développement socio-économique et le bien-être des populations. En effet, la gestion et l'approvisionnement en eau représentent des défis majeurs dans de nombreuses régions du monde, notamment dans les zones à climat semi-aride où les ressources hydriques sont limitées. L'agglomération de Doui-Thabet, située dans la Wilaya de Saïda, en Algérie, n'échappe pas à cette réalité.

La commune de Doui-Thabet, de par sa croissance démographique et ses besoins croissants en eau, fait face à des contraintes importantes en matière d'alimentation en eau potable. Ce problème est accentué par des facteurs climatiques, une gestion insuffisante des ressources existantes et des infrastructures vieillissantes. Assurer un approvisionnement durable et équitable en eau pour cette population constitue un défi majeur pour les autorités locales et les décideurs en matière de gestion des ressources hydriques.

Dans ce contexte, le présent mémoire s'intéresse à l'étude de l'alimentation en eau potable de l'agglomération de Doui-Thabet. Il s'agira d'analyser les infrastructures actuelles, d'identifier les principaux problèmes liés à l'approvisionnement, et de proposer des solutions durables pour améliorer la distribution et la qualité de l'eau dans cette région. Cette étude s'inscrit dans une démarche globale visant à renforcer la sécurité hydrique et à garantir un accès équitable à une ressource essentielle, dans le respect des principes de gestion durable.

Ainsi, ce mémoire a pour objectifs de :

- Évaluer les ressources en eau disponibles et les infrastructures existantes.
- Identifier les déficits et les problèmes liés à l'approvisionnement en eau potable.
- Proposer des solutions techniques et stratégiques pour optimiser la distribution de l'eau dans l'agglomération de Doui-Thabet.

Cette analyse permettra non seulement de mieux comprendre les enjeux locaux, mais aussi d'élaborer des recommandations pour une gestion plus efficiente des ressources en eau potable dans la région, contribuant ainsi au développement durable de la Wilaya de Saïda.

CHAPITRE 1

Description générale de la zone d'étude

1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, nous allons essayer de donner une description générale de la zone d'étude du point de vue géographique, démographique, climatique, morphologique et hydraulique.

La wilaya de Saïda est constituée de six daïras et de seize communes, qualifiée de territoire hybride, ni franchement steppique, ni franchement tellien. La commune de Doui-Thabet et l'une de ces communes.

2. SITUATION GÉOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE DE DOUI THABET

La commune de Doui-Thabet est située à l'extrême Nord-Ouest de la wilaya de SAIDA. Elle dépend de la Daïra de Youb.

Doui-Thabet, couvre une superficie totale de 216,90 km² [1]. Elle est limitée au Nord par la commune de Sidi Boubkeur, au Sud par la commune d'Ain El-Hadjar, à l'Est par le chef-lieu de la wilaya de Saïda et à l'Ouest par la commune de Youb.

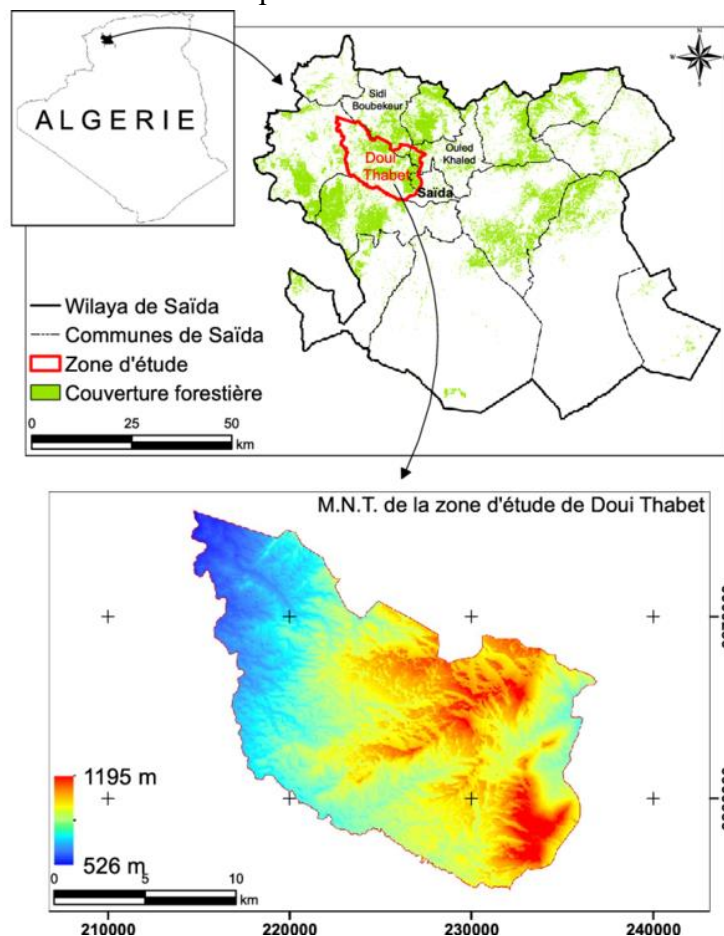


Fig. 1-01 : Carte localisation de commune de Doui-Thabet

3. SITUATION DÉMOGRAPHIQUE

La commune de Doui-Thabet (chef-lieu) comptait une population de l'ordre de 2031 habitants en 2008, 2522 habitants en 2022 [1].

3.1. Population actuelle de la commune Doui-Thabet (chef-lieu)

Le nombre d'habitants de la commune Doui-Thabet en 2022 était de 2522 habitants avec un taux d'accroissement annuel de 1.84% (APC 2022). D'après la formule des intérêts composés exprimée par la relation (01), la population actuelle est de l'ordre de 2615 habitants.

$$POP = P_0 \left(1 + \frac{Ta}{100} \right)^n \dots\dots\dots (1-01)$$

Où :

POP : Population future à l'horizon considéré ;

P₀ : Population de référence (2022)

Ta : Taux d'accroissement annuel (%) ;

n : Nombre d'année séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Tableau 1-01 : Évolution de la population de la commune Doui-Thabet (chef-lieu) pour divers horizons

Population de référence 2022	Population actuelle 2024	Population court terme 2030	Population long terme 2050
2522 Hab.	2615 Hab.	2919Hab.	4191Hab.

4. SITUATION CLIMATIQUE

En absence de station météorologique au niveau du Doui-Thabet ; les données de la station de Rebahia seront utilisées, étant la station la plus proche du chef-lieu. Le tableau 02 nous renseigne sur la situation géographique de cette station.

Tableau 1-02 : Localisation de la station météorologique de Doui-Thabet (Rebahia)

Station	Altitude	Latitude	Longitude
Rebahia	853 m	34°53'35''N	0°04'40''E

4.1. Précipitations :

Les précipitations représentent la source principale d'eau nécessaire pour une production de la Biomasse, caractérisées par trois principaux paramètres : leur volume, leur intensité et leur fréquence qui varient selon le jour, les mois et aussi selon les années [2].

En générale, l'origine des pluies en Algérie est plutôt orographique, en effet les paramètres climatiques varient en fonction de l'altitude, de l'orientation des chaînes de montagne et de l'exposition [2].

Selon la station météorologique (tableau 1-03), le volume moyen des précipitations annuelles oscille autour de 340.1 mm/an. Le mois de novembre, avec une moyenne mensuelle maximale de 46,6 mm, représente le mois le plus pluvieux. En revanche, le mois de juillet représente le mois le plus sec avec une moyenne mensuelle minimale de l'ordre de 7,1 mm [2].

Tableau 1-03 : Moyennes mensuelles des précipitations (période 1996-2005)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc.	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Total
P (mm)	21,8	38,3	46,6	31,8	36,5	38,9	27,5	31,8	32,3	11,7	7,1	12	340,1

4.2. Températures :

Selon les données enregistrées entre 1996 et 2005 (tableau 04) par la station météorologique de Rebahia (Wilaya de Saida), les valeurs des trois variantes thermiques (maximale, minimale et moyenne) augmentent en période estivale et diminuent en période hivernale. Les températures moyennes mensuelles atteignent un maximum de 21,75°C en juillet qui représente le mois le plus chaud et un minimum de 7,39°C en janvier qui représente le mois le plus froid avec une température moyenne annuelle évaluée à 19,06°C.

La température joue un rôle important dans la vie des végétaux et des animaux. Il s'agit surtout des températures extrêmes (minima et maxima).

Tableau 1-04 : Variations de la température mensuelle en fonction du mois (période 1996-2005).

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Août	Total
T°max	30,29	25,35	17,74	14,64	12,47	15,33	19,27	21,41	25,71	26,75	28,77	35,48	273,21
T°min	15,23	12,07	6,76	4,35	3,04	2,93	5,33	6,43	10,38	12,89	14,80	18,72	112,93
T°moy	22,3	18,36	11,91	9,10	7,39	9,01	12,18	13,92	18,07	19,85	21,75	26,85	190,69

4.3. Gel :

Sur une période de 10 ans (1996-2005), la moyenne annuelle des gelées est de 91 jours tableau(1-05). Les mois de Décembre, Janvier et Février sont les mois les plus froids de l'année d'étude, coïncidant avec le plus grand nombre de jours avec gelée.

Tableau 1-05 : Le nombre de jours de gelée de la région d'étude (1996-2005).

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Août
Nbr de jours de gel	0	0	25	91	98	105	39	20	0	0	0	0

(Station Météorologie Rebahia, Saida).

4.4. Neige :

L'enneigement constitue une autre source d'eau pour la végétation. Dans la région d'étude, il neige en moyenne 3 fois par année (1996-2005).

4.5. Vent :

Les vents jouent un rôle très important dans le système climatique. Dans la région d'étude, la valeur de la vitesse du vent n'est pas constante tout au long de l'année mais sa variation mensuelle reste très peu prononcée (Tableau 1-06).

Tableau 1-06 : Les moyennes mensuelles de la vitesse des vents en m/s.

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Août
Vitesse moyenne m/s	2,43	2,35	2,57	2,84	2,92	4,64	2,67	2,98	2,86	2,28	2,17	2,70

Les vents bénéfiques sont ceux de l'Ouest et du Nord-ouest, Ces vents déplacent des masses d'air instables chargées d'humidité laquelle se transforme en précipitations au contact des massifs [3].

4.6. Humidité :

Les données caractérisant l'humidité relative de l'air de la région d'étude au cours de la période (1996-2005) sont reportées sur le tableau (1-07).

Tableau 1-07 : L'humidité relative de la région d'étude au cours de la période (1996-2005). (Station Météorologie Rebahia, Saida).

Mois	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Août
Humidité %	53,5	57,3	65,6	67,5	62,8	65,5	60,5	58,8	58,2	37,2	34,5	44,7

Selon les données du tableau (1-07), l'humidité moyenne annuelle est de 66,61 %. Le maximum est enregistré en saison hivernale (67,5%) alors que le minimum (34,5 %) est observé en été.

5. APERÇU GÉOLOGIQUE

5.1. Stratigraphie

La région de Doui-Thabet est formée principalement de formation du jurassique (Dolomie, Argiles gréseuses, Marnes, calcaires, ...) avec quelques roches éruptives et de formations d'âge primaire. Les dépressions sont formées des alluvions du quaternaire [4].

5.2. Tectonique

Les formations anciennes sont affectées par une tectonique du type alpine caractérisée par des grands plis, donnant naissance aux Monts de Fydjel, et de grandes failles de direction générale ouest et Nord [4].

Les endroits touchés par la tectonique cassante, constituent des zones à risque. Ainsi toute construction aux environs de ces endroits devra se faire que sur la base d'une étude spécialisée sismo-tectonique afin de déterminer l'intensité, d'éventuelle activité de ces plis et par conséquent dégager les mesures qui s'imposent [4].

6. SITUATION SOCIO-ÉCONOMIQUE

L'agricole et pastorale, après une phase relativement longue de déclin connaît aujourd'hui un renouveau dont les résultats et qui ne reflètent pas encore l'effort financier consenti par les pouvoirs publics.

7. Conclusion

Ce premier chapitre nous a permis de dresser une présentation générale de la zone d'étude (commune de Doui-Thabet), sur le plan géographique, démographique, climatique, topographique, socio-économique et hydraulique ; afin qu'on puisse établir une relation directe entre tous ces facteurs combinés et leur influence sur le schéma hydraulique de la ville de Saida.

CHAPITRE 2

État des lieux

1. INTRODUCTION

L'hydraulique urbaine étudie les problèmes de conception, de réalisation et d'exploitation des installations nécessaires pour satisfaire les besoins en eau des populations regroupés en ville ou en village. Comme l'eau n'est utilisée par les consommateurs que de façon tout à fait temporaire, ces installations comprennent essentiellement deux parties bien distinctes qui servent respectivement à amener l'eau jusqu'au consommateur, et à l'évacuer après usage [5].

Dans ce chapitre nous allons établir un diagnostic relatif au schéma général de l'alimentation en eau potable au niveau du chef-lieu de la commune de Doui-Thabet à travers les différentes parties du réseau existant.

2. ALIMENTATION EN EAU POTABLE

L'alimentation en eau potable est l'ensemble des équipements, des services et des actions qui permettent, en partant d'une eau brute, de produire une eau conforme aux normes de potabilité en vigueur, distribuée ensuite aux consommateurs. (Fig. 2-01)

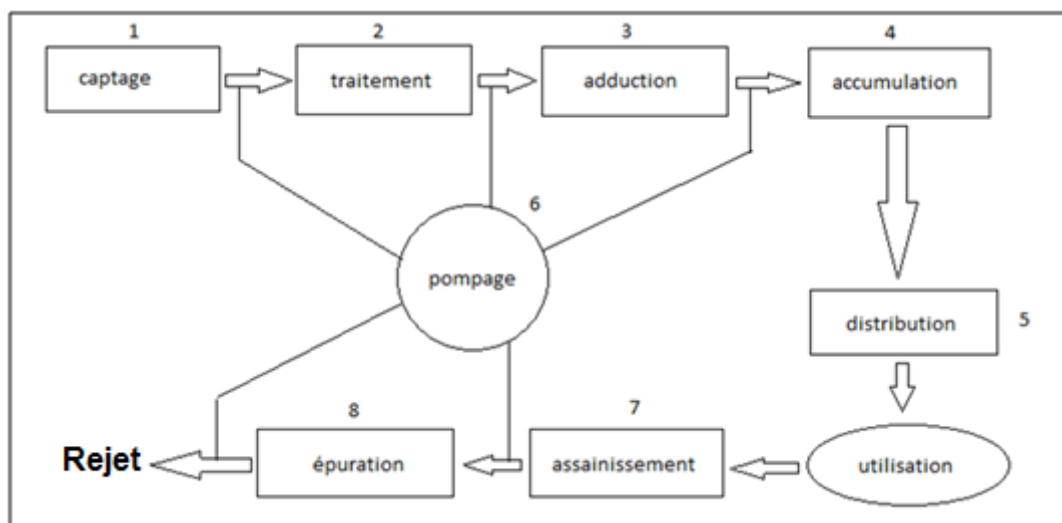


Fig. 2-01 : Schéma descriptif des éléments qui composent un réseau d'AEP

2.1. Éléments composant un réseau d'AEP

2.1.1. Captage

Consiste à recueillir soit les eaux souterraines (sources, nappes aquifères), soit les eaux de surfaces (rivières, lacs) [5].

2.1.2. Traitement des eaux

Toutes les eaux captées ne présentent pas en permanence les qualités requises, elles doivent faire, souvent, l'objet d'un traitement. Ce traitement peut aussi avoir lieu après le transport [5].

2.1.3. Adduction

C'est le transport de l'eau depuis la zone de captage jusqu'à proximité de la zone de distribution ; il peut avoir lieu avant le traitement. Cette adduction peut s'effectuer par un écoulement à surface libre, c'est-à-dire sans pression, l'air étant partout présent dans les canalisations (gravitairement), soit par un écoulement en charge c'est-à-dire dans des conduites sous pressions (refoulement) [5].

2.1.4. Accumulation

On a souvent besoin de mettre en réserve une partie de l'eau, soit pour régulariser le débit dans les ouvrages qui précèdent, soit pour assurer une sécurité en cas de panne, on accumule alors dans des réservoirs ou des stockages de distribution ou de régularisation [5].

2.1.5. Distribution

La distribution consiste à fournir à chaque instant aux utilisateurs, à une pression convenable, le débit dont ils ont besoin, elle s'effectue par un réseau de conduites sous pression dimensionnées pour permettre le passage en chaque point du débit maximal prévisible [5].

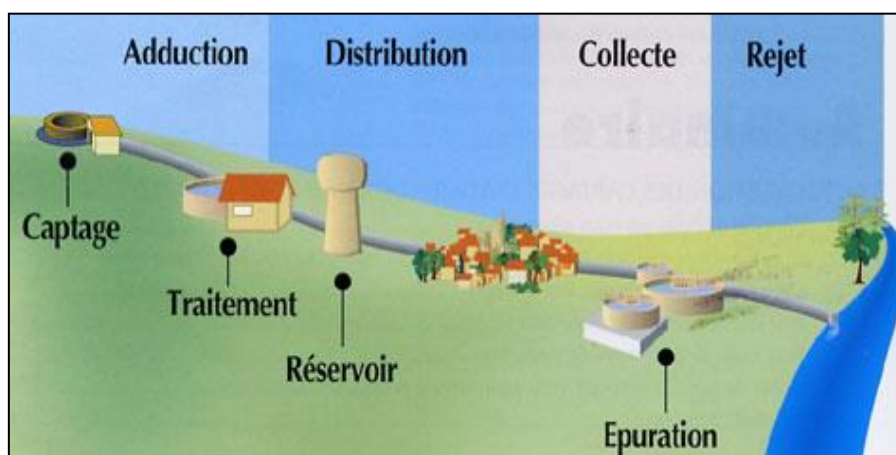


Fig. 2-02 : Principales étapes d'acheminement et d'évacuation des eaux.

La distribution sera faite en utilisant un réservoir qui alimente une agglomération à travers un réseau de type maillé, ramifié ou bien encore mixte. L'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur les quelles sont piqués des branchements pour les abonnés.

3. RESSOURCES EN EAU DISPONIBLES

Actuellement, la commune de Doui-Thabet (chef-lieu) est alimentée à partir d'un forage, nommé : Fydjel (Q = 5 l/s)

Tableau 2-01 : Caractéristiques du point d'eau exploité actuellement à Doui-Thabet

	<i>Forage Fydjel</i>		
Coordonnées	X =767474	Y=3864898	Z = 835m
Profondeur	200mètres		
Débit mobilisé	15 l/s		
Débit exploité	5 l/s		
Niveau statique	75 m		
Niveau dynamique	140 m		
Durée du pompage	24/24H		

4. ADDUCTION

Il existe différents systèmes d'adduction. L'adduction par refoulement emploie un système de pompes pour créer une pression dans le réseau alors que l'adduction gravitaire utilise les différences d'altitude pour permettre l'écoulement naturel de l'eau.

Divers problèmes concernent l'adduction d'eau. En effet, dans le cas où les pompes cessent brusquement de fonctionner, l'eau peut soumettre les canalisations à de fortes pressions et causer ainsi des nuisances aux installations (cas du coup de bélier). Par ailleurs, le risque de corrosion des installations et équipements métallique constitue aussi un danger majeur pour certaines adductions.

4.1. Adduction par gravité

Quelle que soit la façon dont on se procure l'eau à distribuer, le problème se pose de l'amener du lieu de captage au lieu de consommation.

Cette amenée ou adduction peut se faire par gravité, si la cote du captage est supérieure à la cote de distribution (Fig. 2-03)

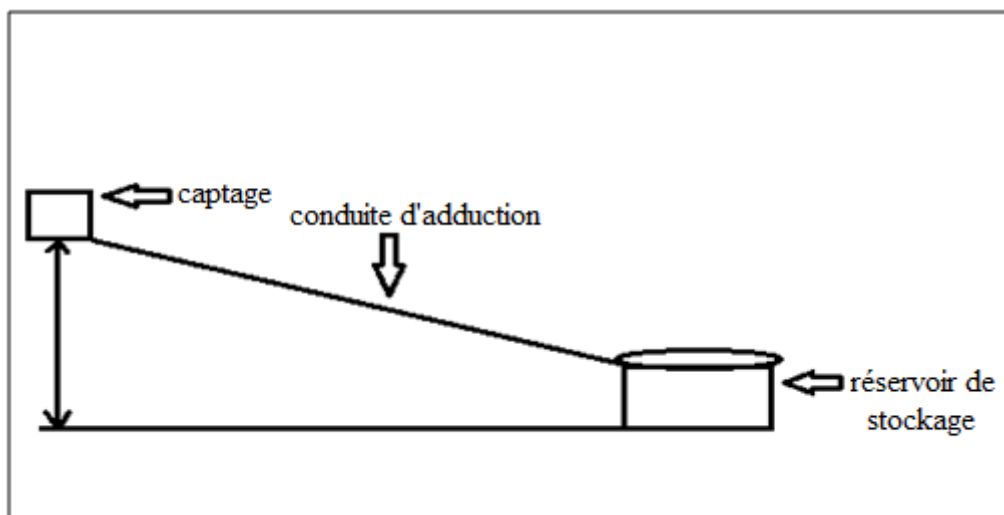


Fig. 2-03 : Schéma d'une adduction gravitaire

Tout au début, les premières adductions gravitaires ont été faites par canaux à ciel ouvert. Ces canaux utilisés depuis l'Antiquité, présentent l'inconvénient essentiel d'être extrêmement chers à construire et à entretenir.

L'adduction gravitaire peut également être faite grâce à des conduites fermées. Lorsque les conditions topographiques s'y prêtent, c'est généralement plus économique que les aqueducs. En effet, on doit avoir une pente rigoureusement constante et donc suivre, à peu près, une ligne de niveau [6].

Lorsqu'une pente suffisante existe entre la zone de captage de l'eau et celle de son utilisation, il est possible, si le relief n'est pas trop tourmenté, de réaliser une adduction par gravité à écoulement libre, l'eau s'écoulant dans un canal ou dans une tuyauterie dont la section n'est jamais remplie. Il existe alors pour l'écoulement une surface libre, ou la pression est égale à la pression atmosphérique.

Ce mode d'adduction dans lequel l'eau n'est jamais sous pression, peut permettre des réalisations rustiques et, par suite économiques, principalement si l'on doit prévoir un traitement de l'eau après son transport car alors les risques de pollution de l'eau au cours de l'adduction présentent moins de dangers [5].

Lorsque l'eau remplit entièrement la section de la conduite, elle peut être mise sous pression, la conduite est alors dite en charge. L'adduction de l'eau utilise fréquemment des conduites en charge, soit que cette solution est plus économique, soit même que l'adduction à surface libre n'est pas réalisable [5].

4.2. Adduction par refoulement (par pompage)

L'adduction par refoulement (par pompage) peut se faire, si la cote du captage est inférieure à celle de la distribution, et cela, nécessite la réalisation d'une station de pompage près du captage (Fig. 2-04).

Ce type d'adduction fait appel aux formes courantes de l'énergie, en prévoyant des groupes électropompes pour l'élévation de l'eau.

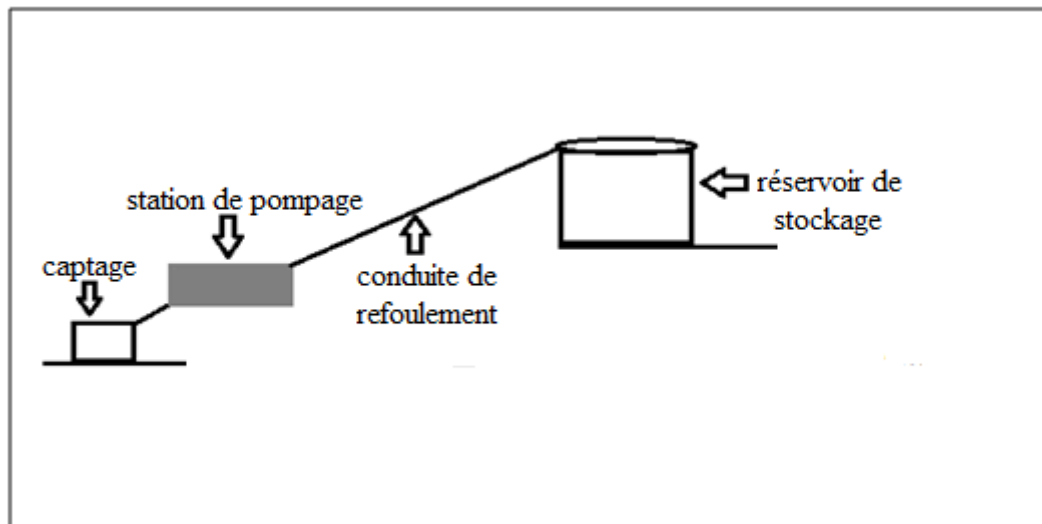


Fig. 2-04 : Schéma d'adduction par refoulement

4.3. Constitution d'une adduction

L'adduction est constituée de :

- Source (rivière, plan d'eau, nappe), à partir de laquelle on capte l'eau ;
- Réseau de transport (canal, canalisations) ;
- Stockage (bassin d'accumulation, bache d'eau, réservoir, château d'eau) ;

L'adduction se termine vers un réseau de distribution qui amène l'eau aux consommateurs (tuyaux, robinet, et accessoires).

4.4. Adduction existante

L'acheminement des eaux potables à partir du forage existant est assuré par refoulement à travers une conduite dont les caractéristiques sont décrites au tableau (2-02)

Tableau 2-02 : Caractéristiques des conduites existantes en adduction à Fydjel

Nom de l'adduction	Fydjel
Longueur	550 ml
Diamètre	125 mm
Pression nominale (PN)	16bars
Nature	PEHD
État de la conduite	Bon état

5. OUVRAGES DE STOCKAGE

Les points de liaison entre les réseaux de distribution et d'adduction sont les ouvrages de stockage où aussi réservoirs. Ces derniers sont des ouvrages hydrauliques destinés à stocker temporairement de l'eau en attendant sa distribution. Ils permettent l'accumulation des eaux et leur distribution d'une façon continue, et assurent la régularisation des débits et de pressions dans le réseau de distribution.

Leur dimensionnement doit être bien fait, pour assurer un bon fonctionnement dans le temps et une quantité nécessaire et suffisante lors des heures de pointe [7].

5.1. Principe de fonctionnement d'un réservoir

Le principe de fonctionnement d'un réservoir est le suivant [8] :

Captage : l'eau est pompée soit des nappes, soit des stations de traitement ou d'un réservoir par un gros moteur à travers un large tuyau.

Stockage : l'eau captée à l'aide des pompes est utilisée pour remplir le réservoir situé en haut. Cette eau constitue une importante retenue ou réserve.

Distribution ou l'alimentation : le réservoir étant en hauteur, l'eau sort de ce réservoir avec une pression constante et alimente les agglomérations.

5.2. Ouvrages de stockage existant

Le chef-lieu de la commune de Doui-Thabet possède deux réservoirs et un château d'eau dont la somme de leurs capacités est de 600 m³, les trois réservoirs se situent au Nort-Est du chef-lieu de la commune (Fig. 2-05).

Tableau 2-03 : Description des ouvrages de stockages existants

	Rv. Fydjel 1	Rv. Fydjel2	Ch. Fydjel3
Capacité	200 m ³	200 m ³	200 m ³
Coordonnées	X=767588 Y=3865437 Z=737.1 m	X=767581 Y=3865446 Z=745.9 m	X=767609 Y=3865434 Z=737.2 m
Type de Réservoir	Sur sol	Sur sol	Chateau d'eau H=8m
Forme	Carré	Carré	Circulaire
Cote Radier	842	842	842
Cote Trop-Plein	845	845	852
Gestionnaire	APC	APC	APC
Rôle du Réservoir	Distribution	Distribution	Distribution
Année de mise en service	1991	1988	2015



Fig. 2-05 : Ouvrages de stockage existants (image satellitaire Google- Earth).

6. RÉSEAU DE DISTRIBUTION

Le réseau de distribution de la commune Doui-Thabet (chef-lieu) est un réseau mixte (maillé & ramifié). Les conduites de distribution sont composées de deux types de canalisations: polychlorure de vinyle (PVC) et le Polyéthylène Haute Densité (PEHD) (Fig. 2-06).

L'agglomération de Fydjel est alimentée par une conduite principale de 160 mm de diamètre en PVC, cette conduite est posée sur la voie principale sur le côté Sud-Ouest de l'agglomération réalisée en 2018.

Le réseau est alimenté directement par la conduite principale alors que le réseau intérieur est composé par des conduites en PVC et en PEHD dont les diamètres varient entre Ø90mm et Ø63mm réalisées en 1982 rénovés en 2018 Dans notre diagnostic on divise le réseau de distribution en 3 secteurs : (Tableau 2-04).

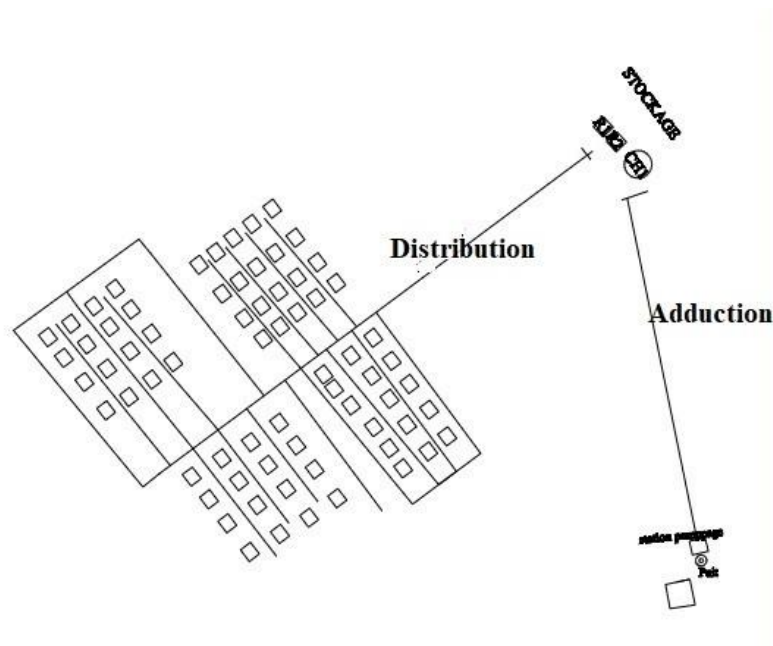


Fig. 2-06 : Schéma de la distribution actuelle à Fydjel

- A. Secteur 01 : Près du stade et les lots près du réservoir : Cette partie du réseau est alimentée directement par la conduite principale et le réseau intérieur par une conduite en PVC Ø160mm et Ø63 mm réalisées en 2018 (Tableau 2-4) ;
- B. Secteur 02 : Alimenté par la conduite principale PVC Ø160 mm le réseau réalisé en 1982 et est rénové en 2018 (Tableau 2-5)

C. Secteur 03 : le secteur 03 est alimenté par une conduite Ø160 mm au Sud du stade et le réseau intérieur réalisé en 2018 avec des conduites en PEHD Ø110 mm et Ø63 mm (Tableau 2-6) [1].

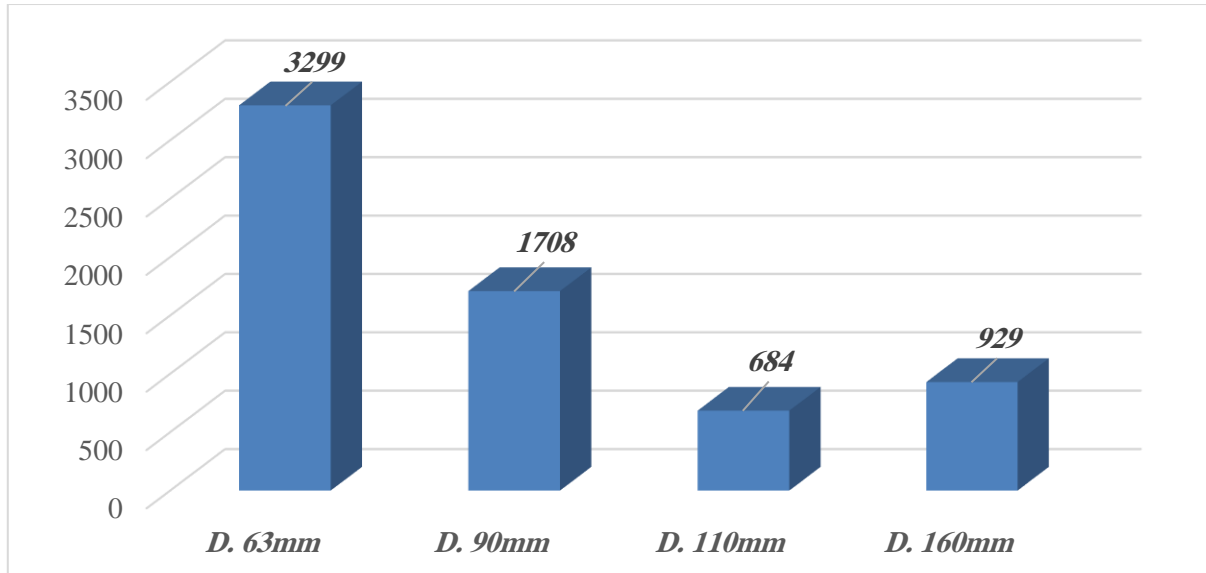


Fig. 2-07 : Répartition du linéaire des conduites par diamètres existants pour les trois secteurs de distribution (A ; B et C)

Tableau 2-04 : Description du réseau de distribution secteur A.

N° de la conduite	Longueur (m)	Type de conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Année de pose
A0-A1	200	PVC	160	2018
A1-A2	55	PVC	160	2018
A2-A3	22	PVC	160	2018
A2-A4	96	PVC	160	2018
A4-A5	90	PEHD	90	2018
A4-A6	33	PVC	160	2018
A6-A7	40	PEHD	63	2018
A6-A8	84	PEHD	63	2018
A8-A9	35	PEHD	63	2018
A8-A10	42	PEHD	63	2018
A10-A11	32	PEHD	63	2018
A10-A12	53	PEHD	63	2018
A12-A13	27	PEHD	63	2018

CHAPITRE 2 : ETAT DE LIEUX

A6-A14	24	PVC	160	2018
A14-A15	38	PEHD	63	2018
A14-A16	10	PVC	160	2018
A16-A17	20	PVC	160	2018
A17-A18	22	PEHD	63	2018
A17-A19	25	PVC	160	2018
A19-A20	25	PEHD	63	2018
A20-A21	77	PEHD	63	2018
A20-A22	222	PEHD	63	2018
A19-A23	10	PVC	160	2018
A23-A24	20	PEHD	63	2018
A23-A25	26	PVC	160	2018
A25-A26	180	PEHD	90	2018
A25-A27	30	PVC	160	2018
A27-A28	194	PEHD	90	2018
A27-A29	20	PVC	160	2018
A29-A30	27	PVC	160	2018
A30-A31	350	PEHD	90	2018
A30-A32	82	PEHD	90	2018
A32-A33	46	PEHD	90	2018
A33-A34	64	PEHD	90	2018
A32-A35	35	PEHD	63	2018

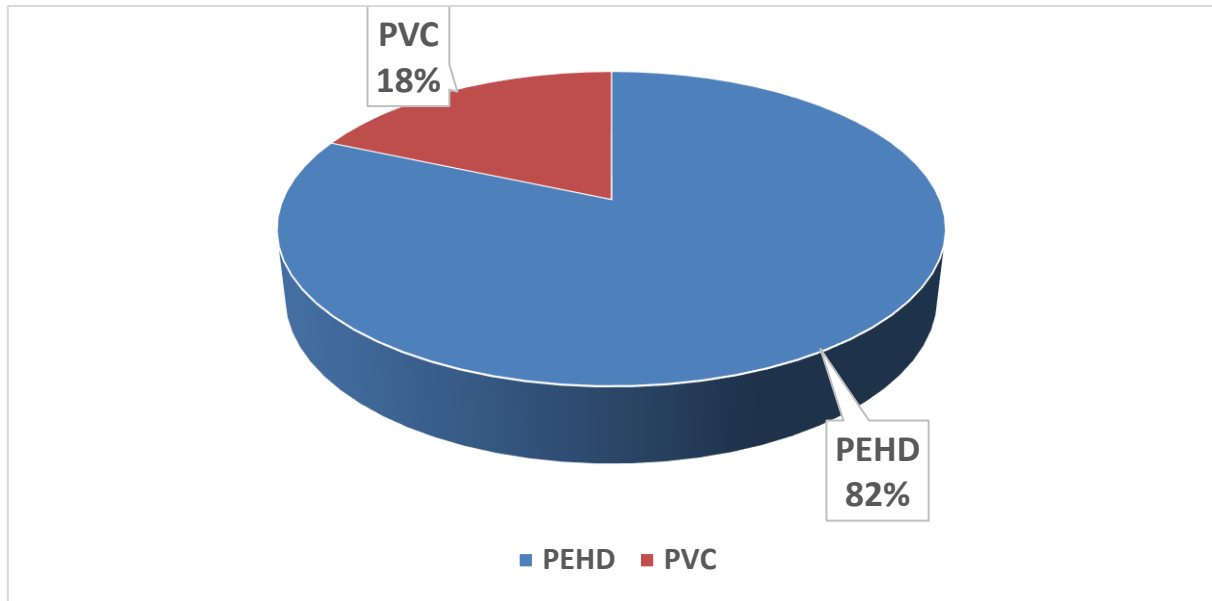


Fig. 2-08 : Répartition de la nature des canalisations pour le Secteur A

Tableau 2-05 : Description du réseau de distribution du secteur B.

N° de la conduite	Longueur (m)	Type de conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Année de pose
B0-B1	221	PVC	160	2018
B1-B2	35	PEHD	63	2018
B2-B3	202	PEHD	90	2018
B2-B4	127	PEHD	63	2018
B1-B5	125	PEHD	63	2018
B1-B6	47	PEHD	63	2018
B6-B7	82	PEHD	63	2018
B6-B8	35	PEHD	90	2018
B8-B9	110	PVC	160	2018
B9-B10	95	PEHD	63	2018
B9-B11	37	PEHD	63	2018
B11-B12	100	PEHD	90	2018

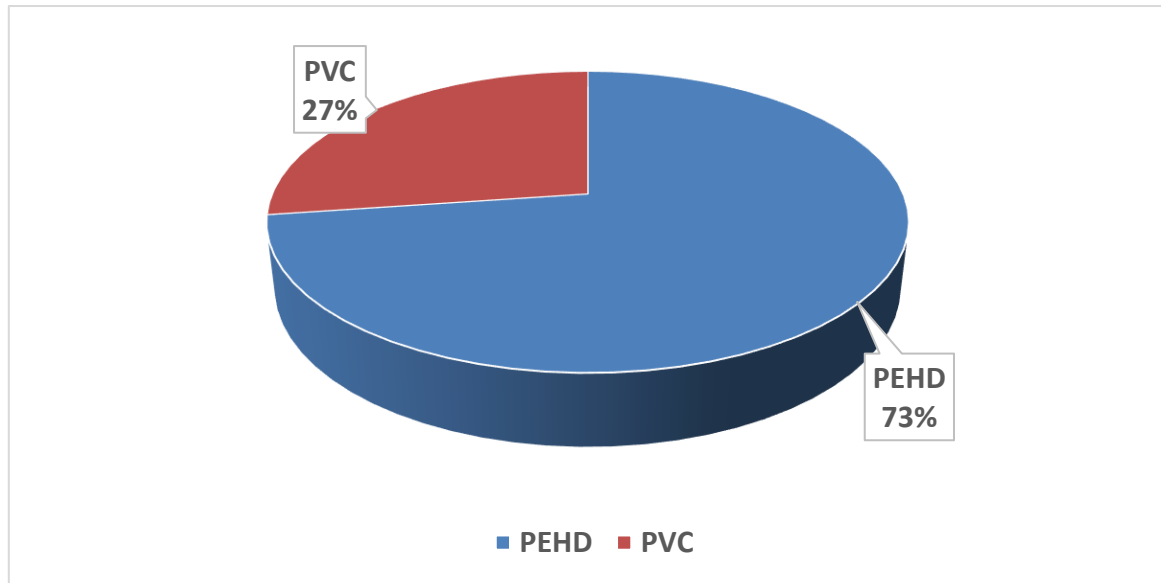


Fig. 2-09 : Répartition de la nature des canalisations pour le Secteur B

Tableau 2-06 : Description du réseau de distribution secteur C.

N° de la conduite	Longueur (m)	Type de conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Année de pose
C0-C1	335	PEHD	110	2018
C1-C2	94	PEHD	63	2018
C2-C3	62	PEHD	63	2018
C1-C3	114	PEHD	110	2018
C3-C4	175	PEHD	110	2018
C4-C5	60	PEHD	110	2018
C5-C6	46	PEHD	90	2018
C5-C36	132	PEHD	90	2018
C6-C7	220	PEHD	63	2018
C6-C8	32	PEHD	90	2018
C8-C9	195	PEHD	63	2018
C8-C10	33	PEHD	90	2018
C10-C11	110	PEHD	63	2018
C10-C12	58	PEHD	63	2018
C10-C13	32	PEHD	90	2018
C13-C14	100	PEHD	63	2018
C13-C15	32	PEHD	90	2018
C15-C16	82	PEHD	63	2018

CHAPITRE 2 : ETAT DE LIEUX

C15-C17	37	PEHD	90	2018
C17-C18	66	PEHD	63	2018
C17-C19	36	PEHD	90	2018
C19-C20	67	PEHD	63	2018
C19-C21	17	PEHD	63	2018
C21-C22	16	PEHD	63	2018
C22-C23	38	PEHD	63	2018
C23-C24	27	PEHD	63	2018
C23-C25	67	PEHD	63	2018
C22-C26	64	PEHD	63	2018
C21-C27	39	PEHD	63	2018
C27-C28	43	PEHD	63	2018
C27-C29	50	PEHD	63	2018
C13-C30	128	PEHD	63	2018
C30-C31	43	PEHD	63	2018
C30-C32	39	PEHD	63	2018
C32-C33	42	PEHD	63	2018
C32-C34	43	PEHD	63	2018
C34-C35	145	PEHD	63	2018
C34-C36	117	PEHD	90	2018
C36-C37	144	PEHD	63	2018

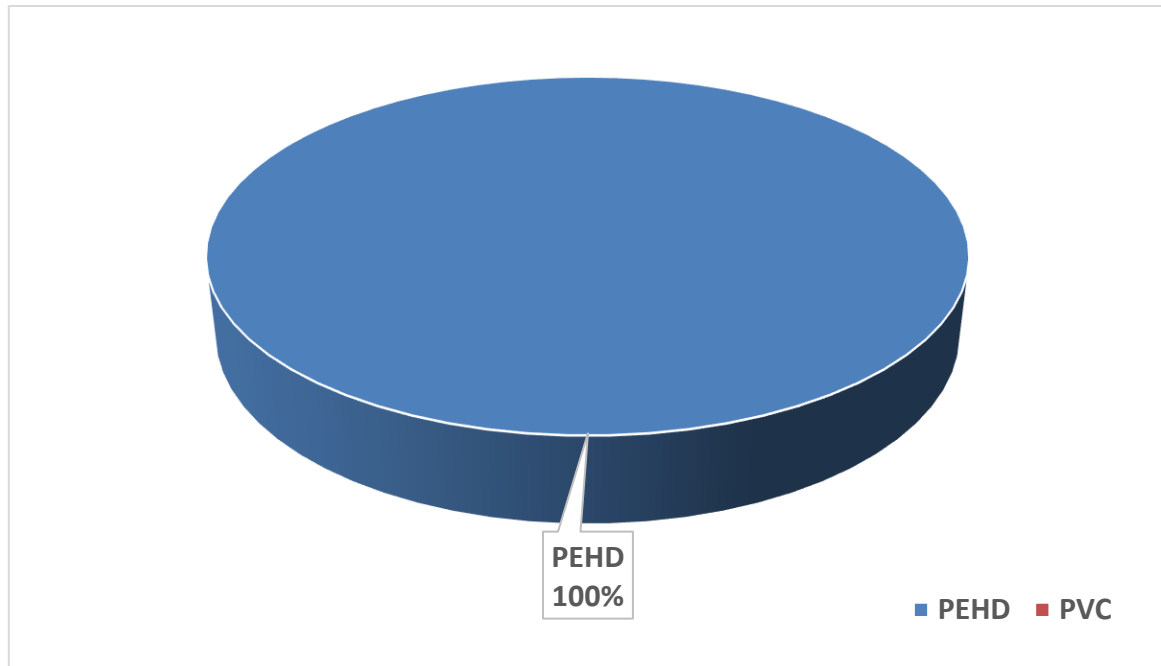


Fig. 2-10 : Répartition de la nature des canalisations pour le Secteur C

Conclusion

À travers le présent chapitre, nous avons pu avoir une idée générale sur le mode de fonctionnement du système d'alimentation en eau potable de la ville de Fydjel, par rapport aux potentialités hydriques dont elle dispose.

CHAPITRE 3

Étude des besoins en eau potable

1. INTRODUCTION

Les estimations des besoins en eau des agglomérations dépendent en étroitement de l'évolution démographique de l'amélioration de mode de vie de la population et des infrastructures existantes. Ces estimations sont basées sur une évolution de la population sur différentes périodes.

2. ÉVALUATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération car la consommation varie en fonction du type de consommateur, pour notre étude il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telle que :

- Besoins domestiques ;
- Besoins scolaires ;
- Besoins sanitaires ;
- Besoins administratifs ;
- Besoins socioculturels.

La dotation hydrique pour ces besoins est estimée, soit en fonction de la nature du consommateur ou en fonction de la superficie de l'équipement.

2.1. Calcul de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

$$Q_{moy.j} = \frac{\sum(N_i.M_i)}{1000} \left[m^3/j \right] \dots\dots\dots (3-1)$$

Où :

Q_{moy.j} : Consommation moyenne journalière en m³/j ;

M_i : Dotation journalière, selon la nature de l'utilisateur (l/j/usager) ;

N_i : Nombre de consommateurs (usager).

2.2. Dotation d'eau potable domestique

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et des objectifs à atteindre pour la distribution d'eau (dotation), ainsi que la vocation économique de cette agglomération. Cette consommation varie comme suit :

Tableau 3-1 : Variation de la dotation suivant le nombre d'habitants.

Nombre d'habitants	2000-5000	5000-20000	20000-40000
Dotation en l/j/usagé	100-150	150-200	200-300

Le nombre d'habitants de la commune de Doui-Thabet (Fydjel) est compris entre 2000 et 5000 habitants par conséquent la dotation est de 150 l/j/hab.

2.3. Calcul des besoins en eau

2.3.1. Répartition de population par secteur de distribution :

D'après le tableau (1-01 du chapitre 1) la population actuelle du chef-lieu est de 2615 hab. En calculant la surface du chef-lieu à l'aide du logiciel AutoCAD nous obtenons la valeur de 38,52km² (représentant les trois secteurs de distribution A, B et C).

La densité de population est exprimée par la relation (3-2).

$$D = \frac{\text{Nombre d'habitants}}{\text{surface}} \dots\dots\dots (3-2)$$

Les résultats obtenus pour les trois secteurs de distribution sont dressés au tableau 3-2.

Tableau 3-2 : Répartition de la population actuelle par secteurs de distribution

	Secteur A	Secteur B	Secteur C	Total
Population actuelle 2024				
Population (hab)	880,00	261,00	1472,00	2615,00
Surface (km²)	12,96	03,86	21,70	38,52
Densité (hab/km²)	67,88			
Court terme 2030				
Population (hab)	982,00	292,00	1643,00	2917,00
Surface (km²)	12,96	03,86	21,70	38,52
Densité (hab/km²)	75,72			
Long terme 2050				
Population (hab)	1414,00	420,00	2365,00	4199,00
Surface (km²)	12,96	03,86	21,70	38,52
Densité (hab/km²)	109,00			

2.3.2. Besoins domestiques

Dans notre cas la consommation domestique sera calculée suivant la densité de la population dans la zone qui comporte le réseau.

Le calcul des besoins en eau domestiques aux différents horizons pour la commune de Doui-Thabet (Fydjel) est représenté sur le tableau 3-3 en considérant la population à travers les horizons, d'après le tableau (1-01)

Tableau 3-3 : Consommation domestique pour différents horizons

Horizons	Population (Habitant)	Dotation (l/j/hab)	Q_{moy.j} (m³/j)	Q_{moy.j} (l/s)
Actuel 2024	2615	150	561,33	6,49
Court Terme 2030	2918	150	667,03	7,72
Long Terme 2050	4191	150	834,97	9,66

2.3.3. Besoins des équipements

La consommation journalière en eau pour les différents équipements aux différents termes est présentée dans le tableau (3-4). Actuellement, le secteur B ne contient aucun équipement, mais à court terme, seul le lycée est projeté.

Tableau 3-4 : Besoin global en eau des équipements à l'horizon actuels (2024)

Besoins	Équipement	Nombre	Capacité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation Journalière	
						m³/j	l/s
Scolaires	École primaire	2	411	Élève	30	12,33	0,142
	CEM	1	628	Élève	30	18,84	0,218
Culturel et Sportif	Stade communal	1	8880	m²	2	17,28	0,200
	Salle de sport	2	650	m²	2	01,29	0,015
	Bibliothèque	1	492	m²	5	02,46	0,028
	Terrain de jeux matico	1	484	m²	2	00,86	0,010
	Maison de jeune	1	350	m²	2	00,70	0,008
	Mosquée	1	2244	m²	15	33,69	0,389
Sanitaire	Centre de sante	1	367	m²	10	03,65	0,040
Administratif	Garde communal	1	375	m²	2	0,75	0,008
	Siege APC	1	6035	m²	5	29,37	0,339
	Siege gendarmerie	1	3024	m²	2	06,04	0,070
	Siege PTT	1	247	m²	5	01,20	0,014
Commercial	Locaux commerciaux	3	843	m²	5	04,14	0,048
Total						132,6	1,530

En considérant chaque secteur de distribution à part, les tableaux 3-5 ; 3-6 et 3-7 résument les besoins actuels en équipements.

Tableau 3-5 : Besoins actuels en eau des équipements du secteur A

Besoins	Équipement	Nombre	Capacité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation Journalière	
						m³/j	l/s
Scolaires	École primaire	1	209	Élève	30	06,27	0,072
	CEM	1	628	Élève	30	18,84	0,218
Culturel et Sportif	Stade communal	1	8880	m²	2	17,28	0,200
	Salle de sport	1	150	m²	2	00,30	0,003
	Mosquée	1	2244	m²	15	33,69	0,389
Sanitaire	Centre de sante	1	367	m²	10	03,65	0,042
Administratif	Garde communal	1	375	m²	2	00,75	0,008
	Siege APC	1	6035	m²	5	29,37	0,339
	Siege gendarmerie	1	3024	m²	2	06,04	0,069
	Siege PTT	1	247	m²	5	01,20	0,014
Commercial	Locaux commerciaux	3	281	m²	5	01,40	0,016
Total						118,79	1,370

Tableau 3-6 : Besoins actuels en eau des équipements secteur C :

Besoins	Équipement	Nombre	Capacité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation Journalière	
						m³/j	l/s
Scolaires	École primaire	1	202	Élève	30	6,06	0,070
Culturel et Sportif	Salle de sport	1	500	m²	02	1,00	0,011
	Terrain de jeux matico	1	484	m²	2	00,86	0,010
	Maison de jeune	1	350	m²	02	0,70	0,008
	Bibliothèque	1	492	m²	05	2,45	0,028
Commercial	Locaux commerciaux	2	562	m²	05	2,81	0,032
Total						13,88	0,159

Tableau 3-7 : Besoins en eau des équipements projetés à partir du Court Terme

Besoins	Équipement	Nombre	Capacité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation Journalière	
						m³/j	l/s
Scolaires	Lycée	1	1	ha	2	19,87	0,23

Pour le Long-terme, aucun équipement n'est prévu. En conséquence le seul équipement projeté (Lycée) sera considéré dans nos calculs pour le court et le long terme.

2.3.4. Évolution des besoins domestiques aux différents horizons

Une majoration est appliquée pour compenser les éventuelles fuites enregistrées sur le réseau conjuguées avec son vieillissement. De ce fait nous proposons : 10% à l'horizon actuel ; 15% au moyen terme et 20% à long terme.

Tableau 3-8 : Évolution de la consommation totale au temps actuel (2024)

Principaux consommateurs	Consommation Moyenne Journalière (m³/j)	Majoration 10%	Consommation Moyenne Journalière majorée	Total (m³/j)	Total (l/s)
Consommation au temps actuel secteur A					
Domestiques	132,00	13,20	145,20	275,64	3,19
Équipements	118,59	11,85	130,44		
Consommation au temps actuel secteur B					
Domestiques	39,15	03,91	43,06	43,06	0,49
Consommation au temps actuel secteur C					
Domestiques	220,80	22,08	242,88	258,14	2,98
Équipements	13,88	01,38	15,26		
Total				576,84	6,66

Tableau 3-9 : Évolution de la consommation totale à l'horizon 2030

Principaux consommateurs	Consommation Moyenne Journalière (m³/j)	Majoration 15%	Consommation Moyenne Journalière majorée	Total (m³/j)	Total (l/s)
Consommation au temps court terme secteur A					
Domestiques	147,30	22,09	169,39	305,76	3,53
Équipements	118,59	17,78	136,37		
Consommation au temps court terme secteur B					
Domestiques	43,80	06,57	50,37	73,22	0,84
Équipements	19,87	02,98	22,85		
Consommation au temps court terme secteur C					
Domestiques	246,45	36,96	283,41	299,37	3,46
Équipements	13,88	02,08	15,96		
Total				678,35	7,85

Tableau3-10 : Évolution de la consommation totale à l'horizon 2050

Principaux consommateurs	Consommation Moyenne Journalière (m³/j)	Majoration 20%	Consommation Moyenne Journalière majorée	Total (m³/j)	Total (l/s)
Consommation au temps long terme secteur A					
Domestiques	212,10	42,42	254,52	396,82	4,59
Équipements	118,59	23,71	142,30		
Consommation au temps long terme secteur B					
Domestiques	63,00	12,60	75,60	99,44	1,15
Équipements	19,87	3,97	23,84		
Consommation au temps long terme secteur C					
Domestiques	354,75	70,95	425,70	442,35	5,11
Équipements	13,88	02,77	16,65		
Total				938,61	10,86

2.3.5. Étude des variations des débits

Au sein d'une agglomération, l'eau appelée à la consommation varie dans le temps ; cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population. Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage, occasionnée au niveau du réseau en fonction de l'état de ce dernier est liée à tous ces facteurs. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation ; nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité.

a. Coefficient d'irrégularité journalier maximal

Il est défini comme le rapport entre la consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$) et la consommation moyenne journalière ($Q_{\text{moy } j}$) :

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

Dans la pratique $K_{\max j} = 1.1$ à 1.4 besoin domestique.

$K_{\max j} = 1$ autre besoin.

$$Q_{\max j} = K_{\max j} \times Q_{\text{moy } j} \dots\dots\dots (3-4)$$

b. Détermination du débit de pointe

La détermination de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitations du degré de développement des installations sanitaires et de régime de consommation. La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet AEP. Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heure de pointes), afin de dimensionner le réseau de distributions à l'intérieur de l'agglomération. [9]

Pour déterminer le débit nous devons aussi de prendre en compte du coefficient d'irrégularité horaire.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_p \times Q_{\text{moy}} \dots\dots\dots (3-5)$$

Avec Q_p : débit de pointe.

Q_{moy} : débit moyen journalier. K_p : coefficient de pointe.

Or :

$$K_p = K_{\max j} \times K_{\max h} \dots\dots\dots (3-6)$$

Le coefficient K_{hmax} est donné par la relation suivante :

$$K_{hmax} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots (3-7)$$

Avec : α_{max} : coefficient qui dépend du niveau des confort des conditions locales et du niveau de développement : Donc : $\alpha_{max} = 1.2 - 1.4$

Pour plus de sécurité, nous choisissons une valeur de : $\alpha_{max} = 1.4$

Et ; β : coefficient qui dépend du nombre d'habitants ; ces valeurs sont données sur le tableau suivant :

Tableau 3-11 : valeurs de coefficient β en fonction des habitants

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15

Pour la ville de Doui-Thabet, la population est de 2615 habitants, nous avons déduit les valeurs de coefficient à partir du tableau. Donc : $\beta_{max} = 1,6$

Et par la suite nous avons eq (3-7).

Avec :

$$\alpha_{max} = 1,4 \qquad \qquad \qquad \beta_{max} = 1,6$$

$$K_{hmax} = 2,24$$

$$K_p = K_{maxj} \times K_{hmax}.$$

$$Q_{max} = K_{jmax} \times Q_{moyj}$$

$$Q_{max} = 143,79 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{max \text{ total}} = 661,554 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_p = K_p \times Q_{moy} \dots\dots\dots (3-8)$$

Le débit maximum journalier $Q_{max} = 661,554 \text{ m}^3 / j$ nous permet de dimensionner la conduite d'adduction ainsi que le réservoir de stockage et le débit de pointe $Q_p = 1478,428 \text{ m}^3/j$ nous permet de dimensionner le réseau de distribution.

Tableau 3-12 : Variation de la consommation actuelle au secteur A (Q_{max} et Q_p)

Estimation du Q _{max} et Q _p - secteur A au terme actuel								
Consommation	Q _{moyj} m³ / j	k _j	k _h	k _p	Q _{maxj}		Q _p	
					m³ / j	l/s	m³ / j	l/s
Domestique	145,20	1,20	2,24	2,68	174,24	2,02	389,14	4,50
Équipements	118,59	1,00	2,24	2,24	118,59	1,37	265,64	3,07
Total	263,79				292,83	3,39	654,78	7,57
Estimation du Q _{max} et Q _p secteur B au terme actuel								
Consommation	Q _{moyj} m³ / j	k _j	k _h	k _p	Q _{maxj}		Q _p	
					m³ / j	l/s	m³ / j	l/s
Domestique	39,15	1,2	2,24	2,68	46,98	0,54	104,92	1,21
Équipements	0,00	1,00	2,24	2,24	0,00	0,00	0,00	0,00
Total	39,15				46,98	0,54	104,92	1,21
Estimation du Q _{max} et Q _p secteur C au terme actuel								
Domestique	220,80	1,20	2,24	2,68	264,96	3,06	591,74	6,84
Équipements	13,88	1,00	2,24	2,24	13,88	0,15	31,09	0,35
Total	234,68				278,47	3,21	622,83	7,19

Tableau 3-13 : Estimation du Q_{\max} et Q_p au court terme

Estimation du Q _{max} et Q _p secteur A au court terme								
Consommation	Q _{moyj} m³ / j	k _j	k _h	k _p	Q _{maxj}		Q _p	
					m³ / j	l/s	m³ / j	l/s
Domestique	147,30	1,20	2,24	2,68	176,76	2,04	394,76	4,56
Équipements	118,59	1,00	2,24	2,24	118,59	1,50	265,64	3,07
Total	325,99				295,35	3,54	660,40	7,63
Estimation du Q _{max} et Q _p secteur B au court terme								
Consommation	Q _{moyj} m³ / j	k _j	k _h	k _p	Q _{maxj}		Q _p	
					m³ / j	l/s	m³ / j	l/s
Domestique	43,80	1,20	2,24	2,68	52,56	0,60	117,38	1,35
Équipements	19,87	1,00	2,24	2,24	19,87	0,22	44,50	0,51
Total	63,67				72,43	0,82	161,88	1,86
Estimation du Q _{max} et Q _p secteur C au court terme								
Domestique	246,45	1,20	2,24	2,68	295,74	3,42	660,48	7,64
Équipements	13,88	1,00	2,24	2,24	13,88	0,15	31,09	0,35
Total	260,33				309,62	3,57	691,57	7,99

Tableau 3-14 : Estimation du Q_{\max} et Q_p au long terme

Estimation du Q _{max} et Q _p secteur A au long terme								
Consommation	Q _{moyj} m³ / j	k _j	k _h	k _p	Q _{maxj}		Q _p	
					m³ / j	l/s	m³ / j	l/s
Domestique	212,10	1,20	2,24	2,68	254,52	2,94	568,42	6,57
Équipements	118,59	1,00	2,24	2,24	118,59	1,50	265,64	3,07
Total	330,59				373,11	4,44	834,06	9,64
Estimation du Q _{max} et Q _p secteur B au long terme								
Consommation	Q _{moyj} m³ / j	k _j	k _h	k _p	Q _{maxj}		Q _p	
					m³ / j	l/s	m³ / j	l/s
Domestique	63,00	1,20	2,24	2,68	75,60	0,87	168,84	1,95
Équipements	19,87	1,00	2,24	2,24	19,87	0,22	44,50	0,51
Total	82,87				95,47	1,09	213,34	2,46
Estimation du Q _{max} et Q _p secteur C au long terme								
Domestique	354,57	1,20	2,24	2,68	425,7	4,92	950,24	10,99
Équipements	13,88	1,00	2,24	2,24	13,88	0,15	31,09	0,35
Total	368,45				439,58	5,07	981,33	11,34

Tableau 3-15 : Résumé des besoins en eau (consommation moyenne journalière majorée)des différents horizons :

	Q_{moyj} m³ / j	Q_{maxj}		Q_p	
		m³ / j	l/s	m³ / j	l/s
BESOINS ACTUELS 2024					
Secteur A	145,20	174,24	2,02	654,78	7,57
Secteur B	39,15	46,98	0,54	104,92	1,21
Secteur C	220,80	264,96	3,06	622,83	7,19
Total	184,35	486,18	5,62	1382,53	15,97
BESOINS AU COURT-TERME 2030					
Secteur A	147,30	176,76	2,04	664,40	7,63
Secteur B	43,80	52,56	0,60	161,88	1,86
Secteur C	246,45	295,74	3,42	691,57	7,99
Total	437,55	525,06	6,06	1517,85	17,48
BESOINS AU LONG-TERME 2050					
Secteur A	212,10	254,52	2,94	834,06	9,64
Secteur B	63,00	75,60	0,87	213,34	2,46
Secteur C	354,57	425,7	4,92	981,33	11,34
Total	629,67	755,82	8,73	2028,73	23,44

3. Conclusion

Arrivée au terme de ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins en eau potable de la zone d'étude. Sur la base des résultats du recensement officiel et des études du schéma directeur d'aménagement et d'urbanisme, le débit au point a été calculé et l'augmentation de la demande en eau potable a été enregistrée à travers les différents termes considéré

CHAPITRE 4
Analyse et solutions

1.INTRODUCTION

Dans ce présent chapitre, on va :

- Valoriser les déficits en ressources et les déficits en stockage pour les différents horizons et vérifier le réseau de distribution actuel.
- Proposer des solutions.

2.DEFICITS EN RESSOURCES

Les stockages sont alimentés actuellement à partir d'un forage. Le tableau 4-1 nous permet de valider le déficit en ressources.

Tableau 4-1 : Valorisation des déficits en ressources aux différents horizons

	Débits des ressources exploités (l/s)	Besoins Q_{maxj}(l/s)	Déficits (l/s)	Surplus (l/s)
Actuel 2024	5,00	7,65	2,65	0,00
C.T 2030	5,00	8,71	3,71	0,00
L.T 2050	5,00	12,28	7,28	0,00

Sachant que le débit exploité de la ressource actuellement est de 5 l/s, à partir du tableau 4-1, on constate qu'il y a un déficit actuel de 2,65 l/s, qui augmente au court terme à 3,71 l/s pour atteindre au long terme les 7,28 l/s.

Cependant, cette ressource peut mobiliser un débit pouvant atteindre les 15 l/s (Tabl. 2-01). Par conséquent, nous proposons d'augmenter le débit exploité à 15 l/s dès le terme actuel.

2.1. VÉRIFICATION DE L'ADDUCTION EXISTANTE

Actuellement, le chef-lieu de la commune de Doui-Thabet est alimenté à partir d'un seul forage « Fydjel » à travers une canalisation en PEHD de diamètre Ø125mm sur un linéaire de 550m. Pour l'analyse du bon dimensionnement de cette conduite, nous allons procéder à la vérification de la vitesse d'écoulement à l'intérieur.

Vérification des vitesses :

D'après l'équation de continuité ($Q_{max} = V.S$), nous avons :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \dots\dots\dots(4-1)$$

Où : V : vitesse de l'écoulement (m/s). Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).
 D : diamètre de la conduite (m).

Tableau 4-2 : Vérification de la vitesse d'écoulement à travers la conduite d'adduction

Forage Fydjel → Château d'eau : Ø125mm		Vitesse (m/s)
Débit exploité (l/s)	5,00	0,41
Débit maximal journalier $Q_{\max,j}$ (l/s)	7,14	0,58

D'après les résultats exprimés au tableau précédent, nous constatons que la vitesse d'écoulement est faible à travers la conduite d'adduction existante ; d'où la nécessité de son redimensionnement dès le terme actuel.

3.DÉFICITS EN STOCKAGE :

Les stockages actuels sont de capacité de 600m³. Afin d'étudier l'éventualité de l'existence d'un déficit en stockage, on doit calculer les besoins en stockage pour chaque horizon considéré. Suivant la méthode de calcul décrite ultérieurement, les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux 4-2, 4-3 et 4-4.

Méthode de calcul

La méthode de calcul adoptée est celle dite « *méthode analytique* » qui repose sur l'utilisation de coefficients horaires qui varient suivant les différentes heures de desserte et suivant l'importance de la population.

Le volume de stockage est donné par la formule (4-1) :

$$V_{\text{stockage}} = \left| \Delta v + \right| + \left| \Delta v + \right| + V_{RI} \dots\dots\dots(4-2)$$

Où :

$\left| \Delta V_{\max^+} \right|$: l'excès maximal durant les différentes heures de la journée (m³).
 $\left| \Delta V_{\max^-} \right|$: l'insuffisance maximal durant les différentes heures de la journée (m³). V_{RI} : Volume de la réserve incendie (m³), calculé par la relation (4-3)

$$V_{RI} = n . Q_{\text{inc}} . T \dots\dots\dots(4-3)$$

n : nombre d'incendies qui peuvent se produire en même temps, on prend : $n = 1$.

T : durée de l'incendie, on prend : $T = 2$ heures, vu l'importance socio-économique de la région.

Q_{inc} : débit d'incendie à garantir, $Q_{\text{inc}} : 17$ l/s.

Donc : $V_{RI} = 1 \times 17 \times 2 \times 3600 = 122400$ l soit $V_{RI} = 122 \text{ m}^3$

4. BESOINS ACTUELS EN STOCKAGE (2024)

Tableau 4-3 : Détermination du volume de stockage nécessaire secteur A actuellement (2024)

Le Tableau exprime l'excès et l'insuffisance maximums pendant une journée.

Heure	a _h %	Volume (m³)		Volume cumulé (m³)		Différence (m³)	
		Apport Q _t (m³)	Q _{t,a_h,0,24} Consom. (m³)	Volume Apport	Volume consommé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
00-01	1,50	12,56	4,52	12,56	4,52	8,04	
01-02	1,50	12,56	4,52	25,12	9,04	16,08	
02-03	1,50	12,56	4,52	37,68	13,56	24,12	
03-04	1,50	12,56	4,52	50,24	18,09	32,15	
04-05	2,50	12,56	7,54	62,80	25,62	37,18	
05-06	3,50	12,56	10,55	75,36	36,17	39,19	
06-07	4,50	12,56	13,56	87,92	49,74	38,18	
07-08	5,50	12,56	16,58	100,48	66,32	34,16	
08-09	6,25	12,56	18,84	113,04	85,16	27,88	
09-10	6,25	12,56	18,84	125,60	104,00	21,60	
10-11	6,25	12,56	18,84	138,16	122,84	15,32	
11-12	6,25	12,56	18,84	150,72	141,68	9,04	
12-13	5,00	12,56	15,07	163,28	156,75	6,53	
13-14	5,00	12,56	15,07	175,84	171,82	4,02	
14-15	5,50	12,56	16,58	188,40	188,40	0,00	
15-16	6,00	12,56	18,09	200,96	206,49		-5,53
16-17	6,00	12,56	18,09	213,52	224,57		-11,05
17-18	5,50	12,56	16,58	226,08	241,15		-15,07
18-19	5,00	12,56	15,07	238,64	256,22		-17,58
19-20	4,50	12,56	13,56	251,20	269,79		-18,59
20-21	4,00	12,56	12,06	263,76	281,85		-18,09
21-22	3,00	12,56	9,04	276,32	290,89		-14,57
22-23	2,00	12,56	6,03	288,88	296,92		-8,04
23-24	1,50	12,56	4,52	301,44	301,44		0,00
Total	100,00%	301,44	301,44				

$$V=39,19+18,59+122=179,78 \text{ m}^3$$

Donc le volume de 200m³ est suffisant pour satisfaire les besoins de secteur A actuels (2024).

Tableau 4-4 : Détermination du volume de stockage nécessaire secteur B actuellement (2024)

Heure	a _h %	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence (m ³)	
		Apport Q _t (m ³)	Q _{t.a_h.0,24} Consom. (m ³)	Volume Apport	Volume consommé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
00-01	1,50	1,73	0,62	12,56	4,52	8,04	
01-02	1,50	1,73	0,62	14,29	1,25	13,04	
02-03	1,50	1,73	0,62	16,02	1,87	14,15	
03-04	1,50	1,73	0,62	17,75	2,49	15,26	
04-05	2,50	1,73	1,04	19,48	3,53	15,95	
05-06	3,50	1,73	1,45	21,21	4,98	16,23	
06-07	4,50	1,73	1,87	22,94	6,85	16,09	
07-08	5,50	1,73	2,28	24,67	9,13	15,54	
08-09	6,25	1,73	2,60	26,40	11,73	14,67	
09-10	6,25	1,73	2,60	28,13	14,32	13,81	
10-11	6,25	1,73	2,60	29,86	16,92	12,94	
11-12	6,25	1,73	2,60	31,59	19,51	12,08	
12-13	5,00	1,73	2,08	33,32	21,59	11,73	
13-14	5,00	1,73	2,08	35,05	23,67	11,38	
14-15	5,50	1,73	2,28	36,78	25,95	10,83	
15-16	6,00	1,73	2,49	38,51	28,44	10,07	
16-17	6,00	1,73	2,49	40,24	30,93	9,31	
17-18	5,50	1,73	2,28	41,97	33,22	8,75	
18-19	5,00	1,73	2,08	43,70	35,29	8,41	
19-20	4,50	1,73	1,87	45,43	37,16	8,27	
20-21	4,00	1,73	1,66	47,16	38,82	8,34	
21-22	3,00	1,73	1,25	48,89	40,07	8,82	
22-23	2,00	1,73	0,83	50,62	40,90	9,72	
23-24	1,50	1,73	0,62	52,35	41,52	10,83	
Total	100,00%	41,52	41,52				

$$V=16,23+122=\mathbf{138,23\ m^3}$$

Donc le volume de 200m³ est suffisant pour satisfaire les besoins de secteur B actuels (2024).

Tableau 4-5 : Détermination du volume de stockage nécessaire secteur C actuellement (2024)

Heure	a _h %	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence (m ³)	
		Apport Q _t (m ³)	Q _{t,a_h,0,24} Consom. (m ³)	Volume Apport	Volume consommé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
00-01	1,50	12,42	4,47	12,56	4,52	8,04	
01-02	1,50	12,42	4,47	24,98	8,94	16,04	
02-03	1,50	12,42	4,47	37,40	13,41	23,99	
03-04	1,50	12,42	4,47	49,82	17,88	31,94	
04-05	2,50	12,42	7,45	62,24	25,34	36,90	
05-06	3,50	12,42	10,43	74,66	35,77	38,89	
06-07	4,50	12,42	13,41	87,08	49,18	37,90	
07-08	5,50	12,42	16,39	99,50	65,58	33,92	
08-09	6,25	12,42	18,63	111,92	84,21	27,71	
09-10	6,25	12,42	18,63	124,34	102,84	21,50	
10-11	6,25	12,42	18,63	136,76	121,47	15,29	
11-12	6,25	12,42	18,63	149,18	140,10	9,08	
12-13	5,00	12,42	14,90	161,60	155,00	6,60	
13-14	5,00	12,42	14,90	174,02	169,91	4,11	
14-15	5,50	12,42	16,39	186,44	186,30	0,14	
15-16	6,00	12,42	17,88	198,86	204,18		-5,32
16-17	6,00	12,42	17,88	211,28	222,07		-10,79
17-18	5,50	12,42	16,39	223,70	238,46		-14,76
18-19	5,00	12,42	14,90	236,12	253,37		-17,25
19-20	4,50	12,42	13,41	248,54	266,78		-18,24
20-21	4,00	12,42	11,92	260,96	278,70		-17,74
21-22	3,00	12,42	8,94	273,38	287,65		-14,27
22-23	2,00	12,42	5,96	285,80	293,61		-7,81
23-24	1,50	12,42	4,47	298,22	298,08	0,14	
Total	100,00 %	298,08	298,08				

$$V=38,89+18,24+122=179,13 \text{ m}^3$$

Donc le volume de 200m³ est suffisant pour satisfaire les besoins de secteur C actuels (2024).

5. BESOINS STOCKAGE POUR COURT TERME (2030)

Tableau 4-6 : Détermination du volume de stockage nécessaire secteur A court terme (2030)

Heure	a _h %	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence (m ³)	
		Apport Q _t (m ³)	Q _{t,a_h,0,24} Consom. (m ³)	Volume Apport	Volume consommé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
00-01	1,50	15,19	5,47	12,56	4,52	8,04	
01-02	1,50	15,19	5,47	27,75	10,94	16,81	
02-03	1,50	15,19	5,47	42,94	16,41	26,53	
03-04	1,50	15,19	5,47	58,13	21,87	36,26	
04-05	2,50	15,19	9,11	73,32	30,99	42,33	
05-06	3,50	15,19	12,76	88,51	43,75	44,76	
06-07	4,50	15,19	16,41	103,70	60,15	43,55	
07-08	5,50	15,19	20,05	118,89	80,20	38,69	
08-09	6,25	15,19	22,79	134,08	102,99	31,09	
09-10	6,25	15,19	22,79	149,27	125,77	23,50	
10-11	6,25	15,19	22,79	164,46	148,56	15,90	
11-12	6,25	15,19	22,79	179,65	171,34	8,31	
12-13	5,00	15,19	18,23	194,84	189,57	5,27	
13-14	5,00	15,19	18,23	210,03	207,80	2,23	
14-15	5,50	15,19	20,05	225,22	227,85		-2,63
15-16	6,00	15,19	21,87	240,41	249,72		-9,31
16-17	6,00	15,19	21,87	255,60	271,60		-16,00
17-18	5,50	15,19	20,05	270,79	291,65		-20,86
18-19	5,00	15,19	18,23	285,98	309,88		-23,90
19-20	4,50	15,19	16,41	301,17	326,28		-25,11
20-21	4,00	15,19	14,58	316,36	340,86		-24,50
21-22	3,00	15,19	10,94	331,55	351,80		-20,25
22-23	2,00	15,19	7,29	346,74	359,09		-12,35
23-24	1,50	15,19	5,47	361,93	364,56		-2,63
Total	100,00%	364,56	364,56				

$$V=44,76+25,11+122=191,87 \text{ m}^3$$

Donc le volume de 200m³ est suffisant pour satisfaire les besoins de secteur A court terme (2030).

Tableau 4-7 : Détermination du volume de stockage nécessaire secteur B court terme (2030)

Heure	a _h %	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence (m ³)	
		Apport Q _t (m ³)	Q _{t,a_h,0,24} Consom. (m ³)	Volume Apport	Volume consommé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
00-01	1,50	2,85	1,03	12,56	4,52	8,04	
01-02	1,50	2,85	1,03	15,41	2,05	13,36	
02-03	1,50	2,85	1,03	18,26	3,08	15,18	
03-04	1,50	2,85	1,03	21,11	4,10	17,01	
04-05	2,50	2,85	1,71	23,96	5,81	18,15	
05-06	3,50	2,85	2,39	26,81	8,21	18,60	
06-07	4,50	2,85	3,08	29,66	11,29	18,37	
07-08	5,50	2,85	3,76	32,51	15,05	17,46	
08-09	6,25	2,85	4,28	35,36	19,32	16,04	
09-10	6,25	2,85	4,28	38,21	23,60	14,61	
10-11	6,25	2,85	4,28	41,06	27,87	13,19	
11-12	6,25	2,85	4,28	43,91	32,15	11,76	
12-13	5,00	2,85	3,42	46,76	35,57	11,19	
13-14	5,00	2,85	3,42	49,61	38,99	10,62	
14-15	5,50	2,85	3,76	52,46	42,75	9,71	
15-16	6,00	2,85	4,10	55,31	46,85	8,46	
16-17	6,00	2,85	4,10	58,16	50,96	7,20	
17-18	5,50	2,85	3,76	61,01	54,72	6,29	
18-19	5,00	2,85	3,42	63,86	58,14	5,72	
19-20	4,50	2,85	3,08	66,71	61,22	5,49	
20-21	4,00	2,85	2,74	69,56	63,95	5,61	
21-22	3,00	2,85	2,05	72,41	66,01	6,40	
22-23	2,00	2,85	1,37	75,26	67,37	7,89	
23-24	1,50	2,85	1,03	78,11	68,40	9,71	
Total	100,00%	68,40	68,40				

$$V=18,60+122=\mathbf{140,60\ m^3}$$

Donc le volume de 200m³ est suffisant pour satisfaire les besoins de secteur B court terme (2030).

Tableau 4-8 : Détermination du volume de stockage nécessaire secteur C court terme (2030)

Heure	a _h %	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence (m ³)	
		Apport Q _t (m ³)	Q _{t,a_h,0,24} Consom. (m ³)	Volume Apport	Volume consommé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
00-01	1,50	13,78	4,96	12,56	4,52	8,04	
01-02	1,50	13,78	4,96	26,34	9,92	16,42	
02-03	1,50	13,78	4,96	40,12	14,88	25,24	
03-04	1,50	13,78	4,96	53,90	19,84	34,06	
04-05	2,50	13,78	8,27	67,68	28,11	39,57	
05-06	3,50	13,78	11,58	81,46	39,69	41,77	
06-07	4,50	13,78	14,88	95,24	54,57	40,67	
07-08	5,50	13,78	18,19	109,02	72,76	36,26	
08-09	6,25	13,78	20,67	122,80	93,43	29,37	
09-10	6,25	13,78	20,67	136,58	114,10	22,48	
10-11	6,25	13,78	20,67	150,36	134,77	15,59	
11-12	6,25	13,78	20,67	164,14	155,44	8,70	
12-13	5,00	13,78	16,54	177,92	171,97	5,95	
13-14	5,00	13,78	16,54	191,70	188,51	3,19	
14-15	5,50	13,78	18,19	205,48	206,70		-1,22
15-16	6,00	13,78	19,84	219,26	226,54		-7,28
16-17	6,00	13,78	19,84	233,04	246,39		-13,35
17-18	5,50	13,78	18,19	246,82	264,58		-17,76
18-19	5,00	13,78	16,54	260,60	281,11		-20,51
19-20	4,50	13,78	14,88	274,38	295,99		-21,61
20-21	4,00	13,78	13,23	288,16	309,22		-21,06
21-22	3,00	13,78	9,92	301,94	319,14		-17,20
22-23	2,00	13,78	6,61	315,72	325,76		-10,04
23-24	1,50	13,78	4,96	329,50	330,72		-1,22
Total	100,00%	330,72	330,72				

$$V=41,77+21,61+122=185,83 \text{ m}^3$$

Donc le volume de 200m³ est suffisant pour satisfaire les besoins de secteur C court terme (2030).

6. BESOINS STOCKAGE POUR LONG TERME (2050)

Tableau 4-9 : Détermination du volume de stockage nécessaire secteur A long terme (2050)

Heure	a _h %	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence (m ³)	
		Apport Q _t (m ³)	Q _{t,a_h,0,24} Consom. (m ³)	Volume Apport	Volume consommé	\Delta V ⁺	\Delta V ⁻
00-01	1,50	16,88	6,08	12,56	4,52	8,04	
01-02	1,50	16,88	6,08	29,44	12,15	17,29	
02-03	1,50	16,88	6,08	46,32	18,23	28,09	
03-04	1,50	16,88	6,08	63,20	24,31	38,89	
04-05	2,50	16,88	10,13	80,08	34,44	45,64	
05-06	3,50	16,88	14,18	96,96	48,61	48,35	
06-07	4,50	16,88	18,23	113,84	66,84	47,00	
07-08	5,50	16,88	22,28	130,72	89,13	41,59	
08-09	6,25	16,88	25,32	147,60	114,45	33,15	
09-10	6,25	16,88	25,32	164,48	139,77	24,71	
10-11	6,25	16,88	25,32	181,36	165,09	16,27	
11-12	6,25	16,88	25,32	198,24	190,41	7,83	
12-13	5,00	16,88	20,26	215,12	210,66	4,46	
13-14	5,00	16,88	20,26	232,00	230,92	1,08	
14-15	5,50	16,88	22,28	248,88	253,20		-4,32
15-16	6,00	16,88	24,31	265,76	277,51		-11,75
16-17	6,00	16,88	24,31	282,64	301,81		-19,17
17-18	5,50	16,88	22,28	299,52	324,10		-24,58
18-19	5,00	16,88	20,26	316,40	344,35		-27,95
19-20	4,50	16,88	18,23	333,28	362,58		-29,30
20-21	4,00	16,88	16,20	350,16	378,79		-28,63
21-22	3,00	16,88	12,15	367,04	390,94		-23,90
22-23	2,00	16,88	8,10	383,92	399,04		-15,12
23-24	1,50	16,88	6,08	400,80	405,12		-4,32
Total	100,00%	405,12	405,12				

$$V=48,35+29,30+122=\mathbf{199,65\ m^3}$$

Donc le volume de 200m³ est suffisant pour satisfaire les besoins de secteur A long terme (2050).

Tableau 4-10 : Détermination du volume de stockage nécessaire secteur B long terme (2050)

Heure	a _h %	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence (m ³)	
		Apport Q _t (m ³)	Q _{t.a_h.0,24} Consom.(m ³)	Volume Apport	Volume consommé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
00-01	1,50	3,72	1,34	12,56	4,52	8,04	
01-02	1,50	3,72	1,34	16,28	2,68	13,60	
02-03	1,50	3,72	1,34	20,00	4,02	15,98	
03-04	1,50	3,72	1,34	23,72	5,36	18,36	
04-05	2,50	3,72	2,23	27,44	7,59	19,85	
05-06	3,50	3,72	3,12	31,16	10,71	20,45	
06-07	4,50	3,72	4,02	34,88	14,73	20,15	
07-08	5,50	3,72	4,91	38,60	19,64	18,96	
08-09	6,25	3,72	5,58	42,32	25,22	17,10	
09-10	6,25	3,72	5,58	46,04	30,80	15,24	
10-11	6,25	3,72	5,58	49,76	36,38	13,38	
11-12	6,25	3,72	5,58	53,48	41,96	11,52	
12-13	5,00	3,72	4,46	57,20	46,43	10,77	
13-14	5,00	3,72	4,46	60,92	50,89	10,03	
14-15	5,50	3,72	4,91	64,64	55,80	8,84	
15-16	6,00	3,72	5,36	68,36	61,16	7,20	
16-17	6,00	3,72	5,36	72,08	66,51	5,57	
17-18	5,50	3,72	4,91	75,80	71,42	4,38	
18-19	5,00	3,72	4,46	79,52	75,89	3,63	
19-20	4,50	3,72	4,02	83,24	79,91	3,33	
20-21	4,00	3,72	3,57	86,96	83,48	3,48	
21-22	3,00	3,72	2,68	90,68	86,16	4,52	
22-23	2,00	3,72	1,79	94,40	87,94	6,46	
23-24	1,50	3,72	1,34	98,12	89,28	8,84	
Total	100,00%	89,28	89,28				

$$V=20,45+122=\mathbf{142,45\ m^3}$$

Donc le volume de 200m³ est suffisant pour satisfaire les besoins de secteur B long terme (2050).

Tableau 4-11 : Détermination du volume de stockage nécessaire secteur C long terme (2050)

Heure	a _h %	Volume (m ³)		Volume cumulé (m ³)		Différence (m ³)	
		Apport Q _t (m ³)	Q _t .a _h .0,24 Consom. (m ³)	Volume Apport	Volume consommé	ΔV ⁺	ΔV ⁻
00-01	1,50	19,62	7,06	12,56	4,52	8,04	
01-02	1,50	19,62	7,06	32,18	14,13	18,05	
02-03	1,50	19,62	7,06	51,80	21,19	30,61	
03-04	1,50	19,62	7,06	71,42	28,25	43,17	
04-05	2,50	19,62	11,77	91,04	40,02	51,02	
05-06	3,50	19,62	16,48	110,66	56,51	54,15	
06-07	4,50	19,62	21,19	130,28	77,70	52,58	
07-08	5,50	19,62	25,90	149,90	103,59	46,31	
08-09	6,25	19,62	29,43	169,52	133,02	36,50	
09-10	6,25	19,62	29,43	189,14	162,45	26,69	
10-11	6,25	19,62	29,43	208,76	191,88	16,88	
11-12	6,25	19,62	29,43	228,38	221,31	7,07	
12-13	5,00	19,62	23,54	248,00	244,86	3,14	
13-14	5,00	19,62	23,54	267,62	268,40		
14-15	5,50	19,62	25,90	287,24	294,30		
15-16	6,00	19,62	28,25	306,86	322,55		
16-17	6,00	19,62	28,25	326,48	350,81		
17-18	5,50	19,62	25,90	346,10	376,70		
18-19	5,00	19,62	23,54	365,72	400,25		
19-20	4,50	19,62	21,19	385,34	421,44		
20-21	4,00	19,62	18,84	404,96	440,27		
21-22	3,00	19,62	14,13	424,58	454,40		
22-23	2,00	19,62	9,42	444,20	463,82		
23-24	1,50	19,62	7,06	463,82	470,88		
Total	100,00%	470,88	470,88				

$$V=54,15+36,10+122=212,25 \text{ m}^3$$

Donc le volume de 200m³ est insuffisant pour satisfaire les besoins de secteur C long terme (2050).

7. VALORISATION DU DÉFICIT EN STOCKAGE AUX DIFFÉRENTS HORIZONS

Tableau 4-12: Résumé des éventuels surplus ou déficits accusés.

	Stockage existant (m ³)	Besoins en stockage (m ³)	Déficits (m ³)	Surplus (m ³)
BESOINS ACTUELS EN STOCKAGE (2024)				
Secteur A	200	179,78	--	22,20
Secteur B	200	138,23	--	61,77
Secteur C	200	179,13	--	20,87
BESOINS EN STOCKAGE À COURT-TERME (2030)				
Secteur A	200	191,87	--	8,13
Secteur B	200	140,60	--	59,40
Secteur C	200	185,83	--	14,17
BESOINS EN STOCKAGE À LONG-TERME (2050)				
Secteur A	200	199,65	--	00,35
Secteur B	200	142,45	--	57,55
Secteur C	200	212,25	12,25	--

Après avoir calculé les besoins en stockage, on constate que le stockage actuel (2024) et à court-terme (2030) est suffisant. Pour le Long-terme (2050), bien qu'il existe un faible déficit en stockage de l'ordre de 12.25 m³, nous jugeons que le volume existant de 200 m³ peut être considéré comme étant suffisant.

8. VÉRIFICATION DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION

CALCUL DU DÉBIT SPÉCIFIQUE

D'après l'équation (3-8), le débit spécifique est donné par la solution [4-3]

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \dots\dots\dots (4-4)$$

Q_p = Débit de Point (l/s) ;

∑L_i = Total des Longueurs (m).

9. CALCUL DES DÉBITS EN TRONÇONS

Tableau 4-13 : Calcul du débit en tronçons pour le réseau de secteur A actuel (2024).

Tronçon	Longueur (m)	Q _{SP} (l/s/ml)	Q _{tr} = Q _{sp} . Li (l/s)
R-A1	200,00	0,00326857	0,65371
1—2	55,00		0,17977
2—3	22,00		0,07191
2—4	96,00		0,31378
4—5	90,00		0,29417
4—6	33,00		0,10786
6—7	40,00		0,13074
6—8	84,00		0,27456
8—9	35,00		0,11440
8—10	42,00		0,13728
10—11	32,00		0,10459
10—12	53,00		0,17323
12—13	27,00		0,08825
6—14	24,00		0,07845
14—15	38,00		0,12421
14—16	10,00		0,03269
16—17	20,00		0,06537
17—18	22,00		0,07191
17—19	25,00		0,08171
19—20	25,00		0,08171
20—21	77,00		0,25168
20—22	222,00		0,72562
19—23	10,00		0,03269
23—24	20,00		0,06537
23—25	26,00		0,08498
25--26	140,00		0,45760
25—27	30,00		0,09806
27--28	194,00		0,63410
27—29	20,00		0,06537

29—30	27,00		0,08825
30--31	350,00		1,14400
30—32	82,00		0,26802
32—33	46,00		0,15035
33—34	64,00		0,20919
32—35	35,00		0,11440

Tableau 4-14 : Calcul du débit en tronçons pour le réseau de secteur B actuel (2024).

Tronçon	Longueur (m)	Q _{SP} (l/s/ml)	Q _{tr} = Q _{sp} . Li (l/s)
R—B1	221,00	0,0009806	0,21670
1—2	35,00		0,03432
2—3	202,00		0,19807
2—4	127,00		0,12453
1—5	125,00		0,12257
1—6	47,00		0,04609
6—7	82,00		0,08041
6—8	53,00		0,05197
8—9	110,00		0,10786
9—10	95,00		0,09315
9—11	37,00		0,03628
11--12	100,00		0,09806

Tableau 4-15: Calcul du débit en tronçons pour le réseau de secteur C actuel (2024).

Tronçon	Longueur (m)	Q _{SP} (l/s/ml)	Q _{tr} = Q _{sp} . Li (l/s)
R—C1	335	0,002261006	0,75744
1—2	94		0,21253
2—3	62		0,14018
1—3	114		0,25775
3—4	175		0,39568
4—5	60		0,13566

5—6	46	0,10401
5—36	132	0,29845
6—7	220	0,49742
6—8	32	0,07235
8—9	195	0,44090
8—10	33	0,07461
10—11	110	0,24871
10—12	58	0,13114
10—13	32	0,07235
13—14	100	0,22610
13—15	32	0,07235
15—16	82	0,18540
15—17	37	0,08366
17--18	66	0,14923
17—19	36	0,08140
19—20	67	0,15149
19—21	17	0,03844
21—22	16	0,03618
22—23	38	0,08592
23—24	27	0,06105
23—25	67	0,15149
22—26	64	0,14470
21—27	39	0,08818
27--28	43	0,09722
27—29	50	0,11305
13—30	128	0,28941
30—31	43	0,09722
30—32	39	0,08818
32—33	42	0,09496
32—34	43	0,09722
34—35	145	0,32785
34--36	117	0,26454
36--37	144	0,32558

10. CALCUL DES PRESSIONS AU SOL.

À l'aide du logiciel EPANET nous avons procédé à la vérification du réseau de distribution du chef-lieu de la commune de Doui-Thabet pour les trois secteurs considérés.

Les schémas des trois secteurs ainsi que les résultats obtenus pour les pressions au sol sont présentés dans les figures 4-01 ; 4-02 et 4-03 et les tableaux 4-16 ; 4-17 et 4-18 ;

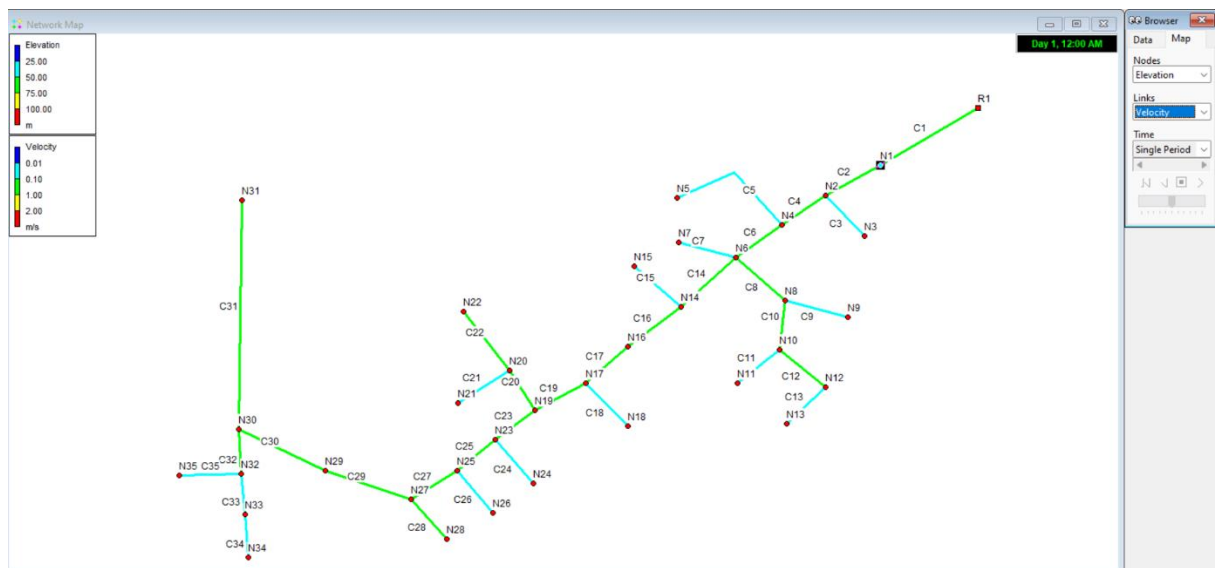


Fig. 4-01 : Schéma du réseau de distribution actuel - secteur A.

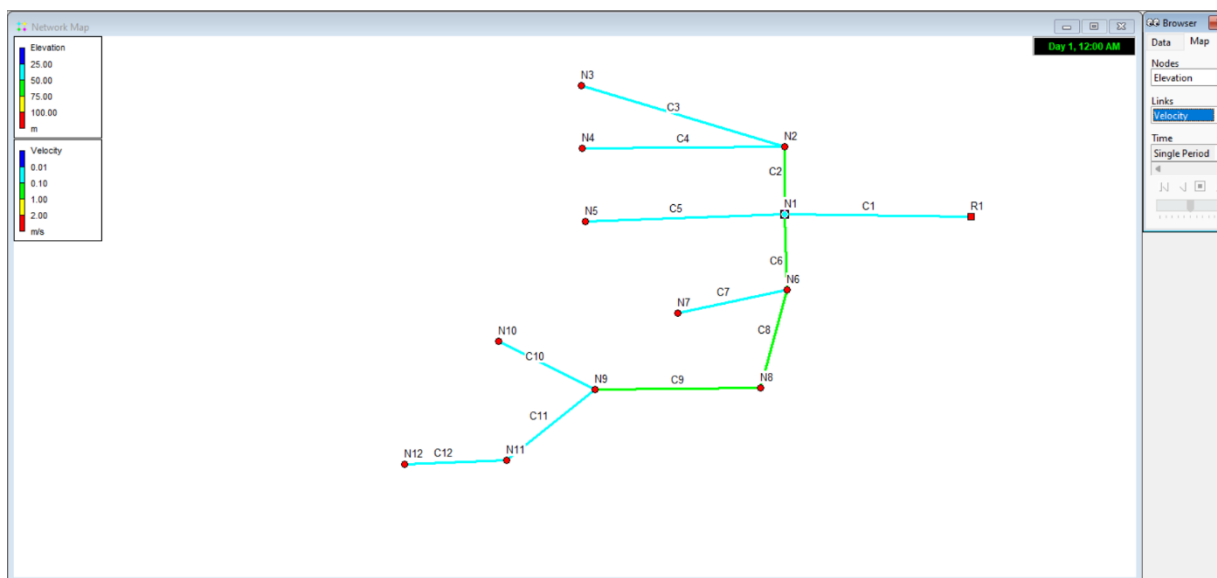


Fig. 4-02 : Schéma du réseau de distribution actuel - secteur B.

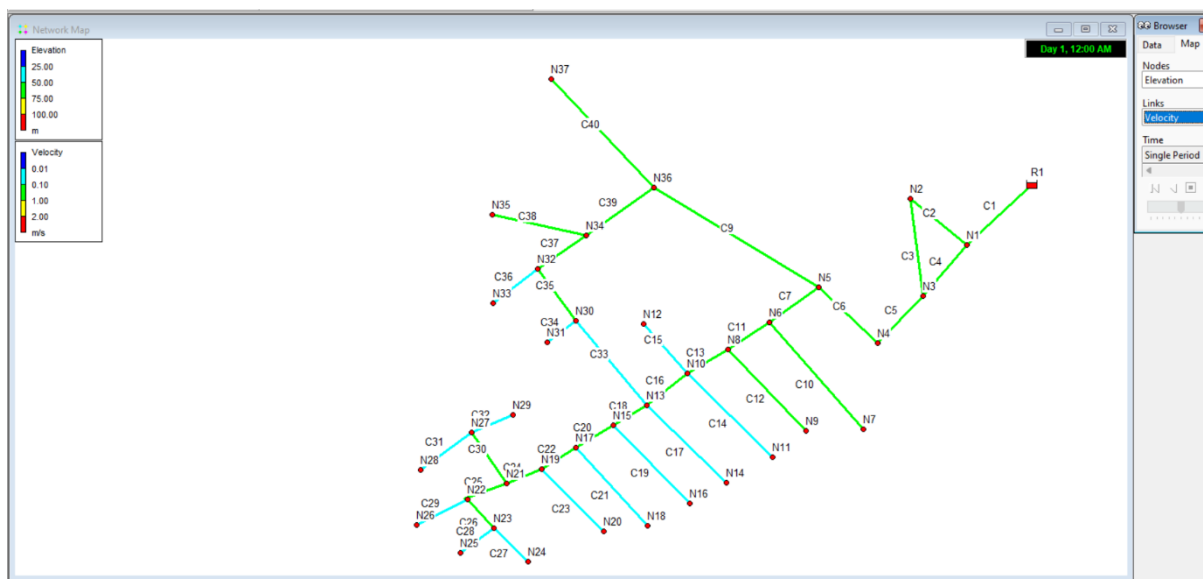


Fig. 4-03 : Schéma du réseau de distribution actuel - secteur C.

EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau.

Ce logiciel est distribué gratuitement par l'E.P.A. depuis le mois de septembre 1993. Depuis, il est largement utilisé dans le monde.

En procédant à la simulation du mode de distribution à travers les trois secteurs de distribution de la zone d'étude, nous avons obtenu les résultats décrit dans les tableaux 4-16 ; 4-17 et 4-18

Tableau 4-16 : Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur A au terme actuel.

Identification du Nœud	Débit l :S	Charge m	Pression m.c.e
Junc N1	0.65	841.39	9.11
Junc N2	0.18	841.25	9.16
Junc N3	0.07	841.25	10.43
Junc N4	0.31	841.02	8.65
Junc N5	0.29	841.01	9.50
Junc N6	0.11	840.96	8.65
Junc N7	0.13	840.95	8.57
Junc N8	0.27	840.50	8.00

Junc N9	0.11	840.50	7.97
Junc N10	0.14	840.42	6.89
Junc N11	0.10	840.42	7.40
Junc N12	0.17	840.39	8.27
Junc N13	0.09	840.39	8.39
Junc N14	0.08	840.93	10.30
Junc N15	0.12	840.92	10.99
Junc N16	0.03	840.91	9.70
Junc N17	0.07	840.89	10.81
Junc N18	0.07	840.89	10.54
Junc N19	0.08	840.86	11.24
Junc N20	0.08	840.67	19.16
Junc N21	0.25	840.63	13.01
Junc N22	0.73	839.85	13.05
Junc N23	0.03	840.85	11.25
Junc N24	0.07	840.85	10.35
Junc N25	0.08	840.83	11.86
Junc N26	0.46	840.79	9.57
Junc N27	0.10	840.82	12.21
Junc N28	0.63	840.72	10.83
Junc N29	0.07	840.81	12.39
Junc N30	0.09	840.81	12.74
Junc N31	1.14	840.29	15.89
Junc N32	0.27	840.75	10.14
Junc N33	0.15	840.75	8.24
Junc N34	0.21	840.74	8.19
Junc N35	0.11	840.75	10.50
Resvr R1	-7.57	842.00	0.00

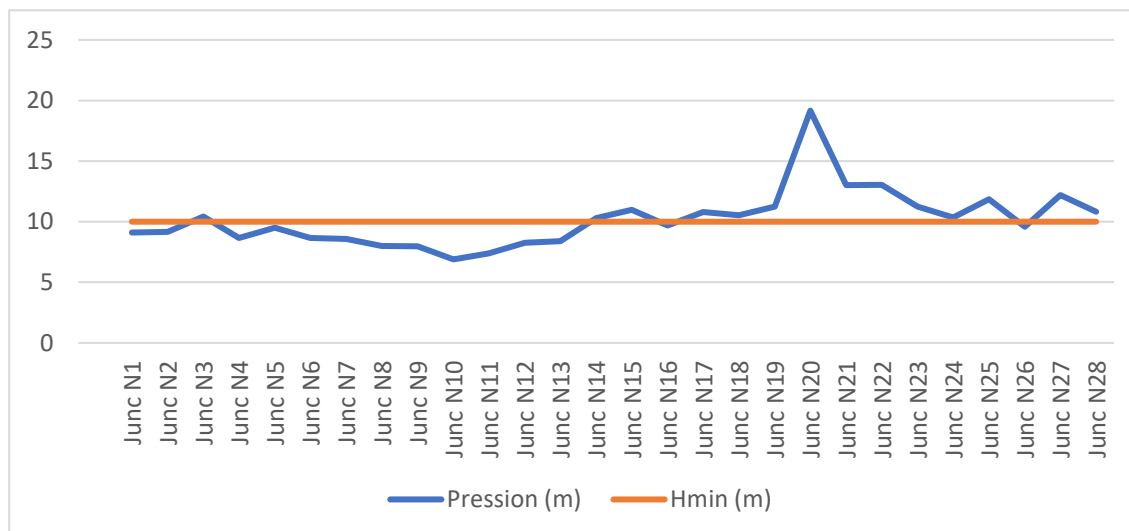


Fig. 4-04 : Pressions au sol actuelles au niveau du secteur A

Tableau 4-17 résume les résultats obtenus de secteur B actuel.

Identification du Nœud	Débit l/s	Charge m	Pression m.c.e
Junc N1	0.22	841.98	6.07
Junc N2	0.03	841.94	7.28
Junc N3	0.20	841.87	13.47
Junc N4	0.12	841.92	11.98
Junc N5	0.12	841.96	11.52
Junc N6	0.05	841.89	6.08
Junc N7	0.08	841.88	10.55
Junc N8	0.05	841.84	6.22
Junc N9	0.11	841.75	10.11
Junc N10	0.09	841.74	11.51
Junc N11	0.04	841.74	10.16
Junc N12	0.10	841.73	9.39

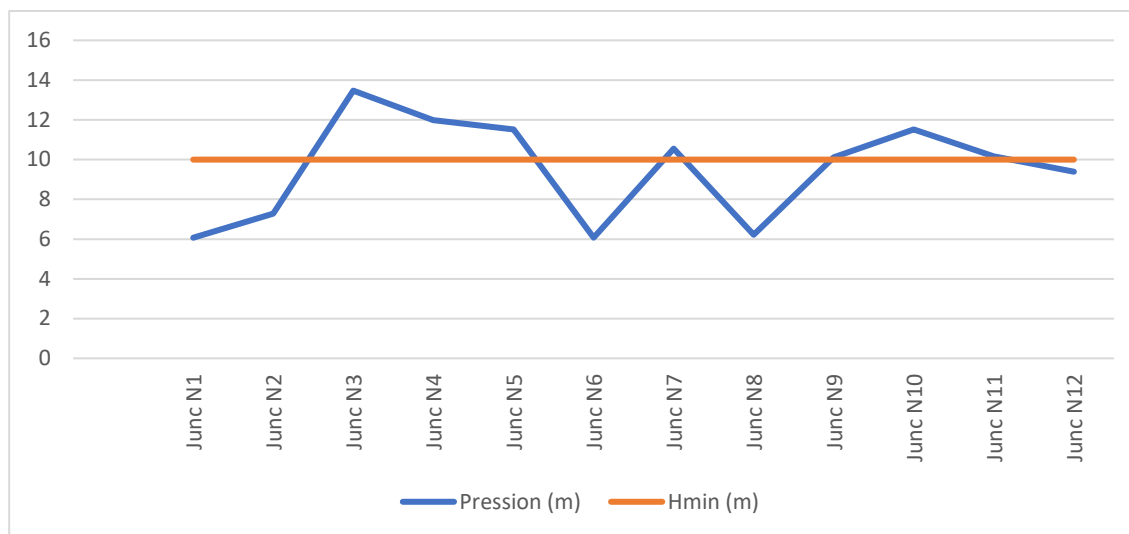


Fig. 4-05 : Pressions au sol actuelles au niveau du secteur B

Tableau 4-18 résume les résultats obtenus de secteur C actuel.

Identification du Nœud	Débit l/s	Charge m	Pression m.c.e
Junc N1	0.76	844.37	9.22
Junc N2	0.21	843.61	8.97
Junc N3	0.40	843.27	8.87
Junc N4	0.40	841.28	9.92
Junc N5	0.14	840.68	10.02
Junc N6	0.10	840.20	10.14
Junc N7	0.50	839.79	12.58
Junc N8	0.07	839.97	10.44
Junc N9	0.44	839.68	11.79
Junc N10	0.07	839.81	10.61
Junc N11	0.25	839.75	11.64
Junc N12	0.13	839.80	10.78
Junc N13	0.07	839.71	10.71
Junc N14	0.23	839.66	11.34
Junc N15	0.07	839.62	10.76
Junc N16	0.19	839.60	10.41
Junc N17	0.08	839.56	10.87

Junc N18	0.15	839.54	11.48
Junc N19	0.08	839.51	10.95
Junc N20	0.15	839.50	11.49
Junc N21	0.04	839.43	10.95
Junc N22	0.04	839.40	11.00
Junc N23	0.09	839.38	11.22
Junc N24	0.06	839.38	11.35
Junc N25	0.15	839.36	11.39
Junc N26	0.14	839.39	11.36
Junc N27	0.09	839.40	11.10
Junc N28	0.10	839.40	11.26
Junc N29	0.11	839.40	11.40
Junc N30	0.29	839.73	11.23
Junc N31	0.10	839.72	11.39
Junc N32	0.09	839.80	11.60
Junc N33	0.09	839.80	11.71
Junc N34	0.10	839.95	11.63
Junc N35	0.33	839.83	13.14
Junc N36	0.56	840.12	11.44
Junc N37	0.33	840.00	11.60
Resvr R1	-7.19	850.00	0.00

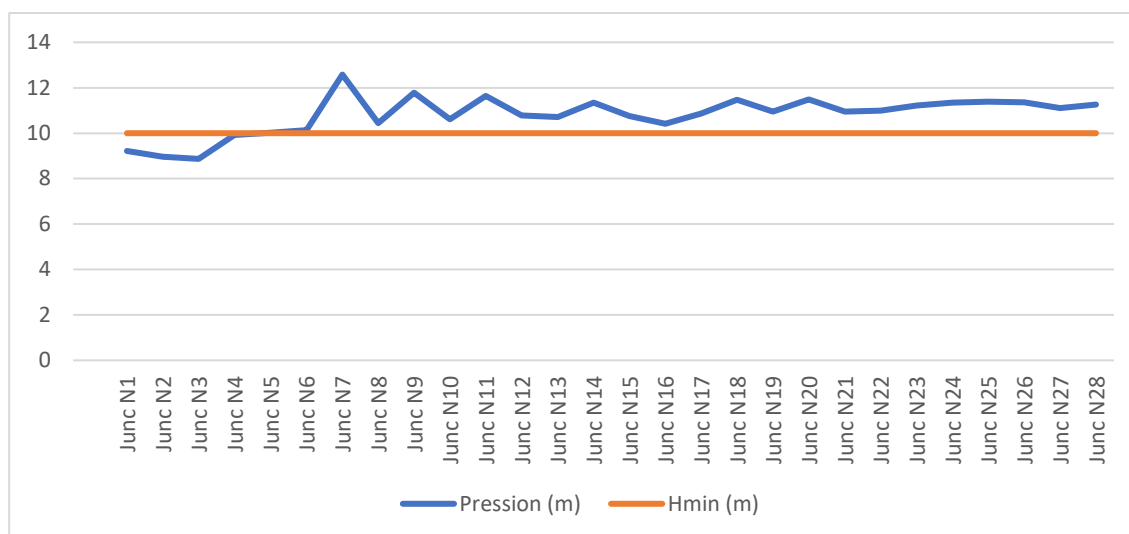


Fig. 4-06 : Pressions au sol actuelles au niveau du secteur C

L'analyse des résultats obtenus en ce qui concerne le réseau de distribution au terme actuel, nous permet de constater que la majorité des tronçons à travers les trois secteurs de distribution présentent des pressions au sol inférieur à 10 m.c.e (1bar) ce qui explique les dysfonctionnements remarqués lors de notre enquête sur le terrain.

Tableau 4-19 : Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur A au long terme .

Identification du Nœud	Débit l :S	Charge m	Vitesse m/s
Junc N1	7.57	841.39	0.46
Junc N2	6.92	841.25	0.42
Junc N3	0.07	841.25	0.03
Junc N4	6.66	841.02	0.40
Junc N5	0.29	841.01	0.06
Junc N6	6.06	840.96	0.37
Junc N7	0.13	840.95	0.05
Junc N8	0.89	840.50	0.35
Junc N9	0.11	840.50	0.04

Junc N10	0.50	840.42	0.20
Junc N11	0.10	840.42	0.04
Junc N12	0.26	840.39	0.10
Junc N13	0.09	840.39	0.03
Junc N14	4.93	840.93	0.30
Junc N15	0.12	840.92	0.05
Junc N16	4.72	840.91	0.29
Junc N17	4.69	840.89	0.28
Junc N18	0.07	840.89	0.03
Junc N19	4.55	840.86	0.28
Junc N20	1.06	840.67	0.42
Junc N21	0.25	840.63	0.10
Junc N22	0.73	839.85	0.28
Junc N23	3.41	840.85	0.21
Junc N24	0.07	840.85	0.03
Junc N25	3.31	840.83	0.20
Junc N26	0.46	840.79	0.09
Junc N27	2.77	840.82	0.17
Junc N28	0.63	840.72	0.12
Junc N29	2.04	840.81	0.12
Junc N30	1.97	840.81	0.12
Junc N31	1.14	840.29	0.22
Junc N32	0.74	840.75	0.14
Junc N33	0.36	840.75	0.07
Junc N34	0.21	840.74	0.04
Junc N35	0.11	840.75	0.04
Resvr R1	-9.64	842.00	0.00

Tableau 4-20 : Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur B au long terme .

Identification du Nœud	Débit l/s	Charge m	Vitesse m/s
Junc N1	1.21	841.98	0.07
Junc N2	0.36	841.94	0.14
Junc N3	0.20	841.87	0.08
Junc N4	0.12	841.92	0.05
Junc N5	0.12	841.96	0.05
Junc N6	0.51	841.89	0.20
Junc N7	0.08	841.88	0.03
Junc N8	0.39	841.84	0.15
Junc N9	0.34	841.75	0.13
Junc N10	0.09	841.74	0.04
Junc N11	0.13	841.74	0.05
Junc N12	0.10	841.73	0.04

Tableau 4-21 : Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur C au long terme .

Identification du Nœud	Débit l/s	Charge m	Vitesse m/s
Junc N1	7.19	844.37	0.92
Junc N2	1.11	843.61	0.43
Junc N3	0.89	843.27	0.35
Junc N4	5.33	841.28	0.68
Junc N5	5.82	840.68	0.74
Junc N6	5.43	840.20	0.69
Junc N7	3.28	839.79	0.62
Junc N8	3.01	839.97	0.61
Junc N9	2.01	839.68	0.38

Junc N10	0.50	839.81	0.19
Junc N11	2.68	839.75	0.51
Junc N12	0.44	839.80	0.17
Junc N13	2.16	839.71	0.41
Junc N14	0.25	839.66	0.10
Junc N15	0.13	839.62	0.05
Junc N16	1.71	839.60	0.33
Junc N17	0.23	839.56	0.09
Junc N18	1.54	839.54	0.29
Junc N19	0.19	839.51	0.07
Junc N20	1.28	839.50	0.24
Junc N21	0.15	839.43	0.06
Junc N22	1.05	839.40	0.20
Junc N23	0.15	839.38	0.06
Junc N24	0.82	839.38	0.32
Junc N25	0.48	839.36	0.19
Junc N26	0.30	839.39	0.12
Junc N27	0.06	839.40	0.02
Junc N28	0.15	839.40	0.06
Junc N29	0.14	839.40	0.06
Junc N30	0.30	839.73	0.12
Junc N31	0.10	839.72	0.04
Junc N32	0.11	839.80	0.04
Junc N33	0.13	839.80	0.05
Junc N34	0.10	839.95	0.04
Junc N35	0.51	839.83	0.20
Junc N36	0.09	840.12	0.04
Junc N37	0.70	840.00	0.27
Resvr R1	-11.34	850.00	0.00

11- CONCLUSION

À travers le présent chapitre, nous avons essayé de dresser un état des lieux concernant la situation du schéma d'alimentation en eau potables au niveau de la zone d'étude.

De ce fait, nous avons constaté un déficit en ressources qui doit être comblé dès le terme actuel en augmentant le débit exploité à partir du forage de Fydjel pour atteindre les 15 l/s.

L'adduction existante semble fonctionner correctement pour le débit pompé actuellement (5 l/s), mais qui doit être redimensionnée au court terme pour le nouveau débit (15 l/s).

En matière de stockage, nous avons déduit que le volume existant peut satisfaire les besoins de l'agglomération jusqu'au long terme (600 m³).

Le réseau de distribution actuel, fonctionne plus au moins correctement avec des vitesses admissibles et des pressions au sol acceptables sauf dans quelques tronçons où nous avons obtenu des valeurs presque faibles et parfois nulles. D'où la nécessité de le redimensionner complètement pour subvenir aux besoins de la population à long terme.

CHAPITRE 5

Dimensionnement de l'adduction projetée

1. INTRODUCTION

Dans le présent chapitre on a choisi le type des canalisations, suivant des paramètres technico-économiques. Par suite, on a calculé les diamètres en utilisant sur les formules de Bress et Bonnin pour pouvoir choisir le diamètre le plus économique.

2. DÉTERMINATION DE LA GAMME DE DIAMÈTRES À ÉTUDIER

D'après les deux formules de « Bress » et « Bonnin », on doit choisir la gamme des diamètres à étude.

Formule de Bonnin

$$D = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(5-1)$$

Formule de Bress

$$D = 1,5 \sqrt{Q} \dots\dots\dots(5-2)$$

Où :

D : Diamètre économique (m).

Q : Débit véhiculé par l'adduction (m³/s).

Donc, selon les résultats obtenus d'après les formules de Bonnin et Bress, la gamme de diamètres en PEHD à prendre en considération dans nos calculs est la suivant :

Tableau 5-01 : Gamme de diamètre à prendre.

Adduction	Débit (m ³ /s)	Ø calculé (m)		Ø normalisé (m)		
		Bonnin	Bress	D1	D2	D3
Fyrdjel → Réservoir	0,015	0,1224744	0,1837117	0,125	0,160	0,200

2.1 Vérification des vitesses

D'après l'équation de continuité (Q= V.S), nous avons :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \dots\dots\dots(5-3)$$

Où :

V : vitesse de l'écoulement (m/s).

Q : débit de (m/s).

D : diamètre de la conduite (m).

Tableau 5-02 : Vérification des vitesses de chaque diamètre

Adduction	Vitesses (m/s)		
	D1 = 125 mm	D2 = 160 mm	D3 = 200 mm
Fydjel → Réservoir	1,22	0,75	0,47

D'après les résultats de la vérification des vitesses de chaque diamètre, on élimine le diamètre 200 mm à cause de la vitesse qui est inférieure à 0.5 m/s.

2.2 Amortissement et exploitation

Le prix de la conduite sera amorti sur 25 an ($n = 25$) et pour un taux d'annuité de 8 % ($i=0,08$), ce qui correspond à une somme en DA pour une annuité totale A :

$$A = I + \frac{I}{(1+i)^n - 1} \dots\dots\dots(5-4)$$

Où :

I : Taux d'annuité est égal 0,08 en Algérie.

n: Nombre d'années d'amortissement est égal à 25 ans. Donc : $A = 0,09367$

2.3 Frais d'amortissement

Le tableau 5-03 montre les prix hors taxe de chaque diamètre proposé.

Tableau 5-03 : Prix de la conduite en hors taxes

Adduction	Prix de la conduite (DA/ml)	
	D1 = 125 mm	D2 = 160 mm
Fydjel → Réservoir	1 120,00	1 820,00

Le tableau 5-04 résume les prix de revient des conduites proposées.

Tableau 5-04 : Prix de revient

Adduction	Longueur (ml)	Prix de revient (DA)	
		D1 = 125 mm	D2 = 160 mm
Fydjel → Réservoir	550,00	616 000,00	1 001 000,00

2.4 Frais d'exploitation

2.4.1 Pertes de charge

On utilisant la formule et la table de Colebrook pour tous les matériaux avec $K=0.1\text{mm}$ et une température d'eau égale à 10°C , les pertes de charge sont établis dans le tableau 5-05.

Formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \log \left[\frac{k}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \times \sqrt{\lambda}} \right] \dots\dots\dots(5-5)$$

Où :

λ : Coefficient de perte de charge.

D : Diamètre du tuyau, ou diamètre hydraulique (m).

k : la rugosité (m).

Re : Nombre de Reynolds.

Tableau 5-05 : Pertes de charge unitaires de chaque diamètre (k=0,1 mm)

Adduction	Perte de charge J (m/m)	
	D1 = 125 mm	D2 = 160 mm
Fydjel → Réservoir	0,01358	0,00429

2.4.2 Calcul des pertes de charge totales des adductions

On utilise la relation 5-6 :

$$Jr = 1,15.j.l \dots\dots\dots(5-6)$$

Tableau 5-06 : Pertes de charge totales

Adduction	Jr (m)	
	D1 = 125 mm	D2 = 160 mm
Fydjel → Réservoir	8,59	2,71

2.4.3 Hauteur géométrique (Hg)

En refoulement, la hauteur géométrique est la hauteur physique que l'eau doit monter pour atteindre le point le plus haut, à savoir le réservoir de stockage.

Calcul de H_g :

$$H_g = (\text{cote d'arrivée} - \text{cote départ})$$

En utilisant la relation (H_g), on calcule la hauteur géométrique d'adduction :

Adduction vers le château d'eau

Calcul de H_g :

$$H_g = (CTR_R + H_{ch} + H_{eau}) - (CTN_f - N_d).$$

$$H_g = (842 + 10 + 3.5) - (835 - 140).$$

$$H_g = 160.50 \text{ m}$$

CTR_R : Côte terrain naturel château d'eau

H_{ch} : Hauteur de la tour du château d'eau

H_{eau} : Hauteur d'eau à l'intérieur du château d'eau

CTN_f : Côte terrain naturel forage

N_d : Niveau dynamique

2.4.4 Hauteur Manométrique Totale (HMT)

La hauteur manométrique totale d'une pompe (HMT), ou élévation manométrique totale (EMT), est la différence de pression du liquide la franchissant, exprimée en mètres de colonne d'eau.

Calcul de l'HMT

Elle est obtenue par la relation

$$HMT = H_g + J_r \dots\dots\dots (5-7)$$

Où :

J_r : Perte de charge totale.

H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le point d'arrivée (trop plein du réservoir) et le point de départ (niveau dynamique du plan de pompage).

Tableau 5-07 : Hauteur manométrique totale en adduction

Adduction	HMT (m c e)	
	D1 = 125 mm	D2 = 160 mm
Jr (m)	8,59 m	2,71 m
Fydjel → Réservoir	169,09 m	163,21 m

2.5 Consommation d'énergie

2.5.1 Calcul de la puissance de la pompe

La relation sert à calculer la puissance.

$$Pa = \frac{Q \times g \times HMT}{\tau} \dots\dots\dots(5-8)$$

Où :

Pa : Puissance absorbée en (kw).

g : Accélération de la pesanteur égale à 9,81 m²/s.

Q : Débit à refouler par la pompe en (m³/s).

HMT : Hauteur manométrique totale d'élévation en (m).

τ : Rendement moyen de la pompe, pris égal à 70 %.

Tableau 5-08 : Puissance des pompes

Adduction	Puissance absorbée (kW)	
	D1 = 125 mm	D2 = 160 mm
Fydjel → Réservoir	35,54	34,30

2.5.2 Consommation annuelle

L'énergie consommée annuellement par la pompe obtenue par la relation (5-9).

$$E = P \times 24 \times 365 \dots\dots\dots(5-9)$$

Où :

E : Énergie consommée par la pompe (kWh)

P : Puissance de la pompe (kw)

Tableau 5-09 : Énergie consommée par la pompe

Adduction	Énergie consommée (kWh)	
	D1 = 125 mm	D2 = 160 mm
Fydjel → Réservoir	311 330,40	300 468,00

Tableau 5-10 : Tarif d'énergie

Adduction	Tarif d'énergie (DA/kWh)	
	D1 = 125 mm	D2 = 160 mm
Fydjel → Réservoir	5,07	5,07

Tableau 5-11 : Frais d'exploitation

Adduction	Dépense d'énergie (DA)	
	D1 = 125 mm	D2 = 160 mm
Fydjel → Réservoir	1 578 445,13	1 523 372,72

Tableau 5-12: Frais général

Adduction Fydjel → Réservoir	Total général (DA)	
	D1 = 125 mm	D2 = 160 mm
Frais d'amortissement	616 000,00	1 001 000,00
Frais d'exploitation	1 578 445,13	1 523 372,72
Total	2 194 445,13	2 524 372,72

D'après le tableau 5-12, en comparant les frais généraux de chaque diamètre d'adduction et en prenant compte l'aspect économique, le diamètre technico-économique choisi est : D1=125mm.

3. CHOIX DE POMPES

3.1 Pompe

Les pompes sont des machines servant à relever l'eau en augmentant sa pression ; leur emploi peut s'imposer en de multiples points d'un circuit d'adduction et de distribution d'eau et, dans certains cas, dans un réseau d'assainissement. On cherche après que toujours à choisir leur emplacement de façon à limiter le nombre de points ou leur emploi sera nécessaire [5].

3.2 Constitution d'une pompe

Une pompe centrifuge est construite pour répondre à des conditions précises de fonctionnement: débit Q à élever à une hauteur H . D'une façon générale, une pompe comporte :

- Un organe mobile, la roue, encore appelée turbine, ou impulseur, ou rotor ;
- Des organes fixes, savoir :
- Un diffuseur encore appelé stator ;
- Des canaux de retour.

Cette disposition se rencontre dans les pompes dites multicellulaires ou l'ensemble roue-diffuseur-canaux constitue une cellule. Toutes les roues sont alors calées sur le même arbre.

Quand la pompe ne comporte qu'une seule cellule, elle est dite monocellulaire et se compose d'une roue et d'une volute, ou corps de pompe, qui joue le rôle du diffuseur de la pompe multicellulaire [10].

3.3 Différents types de pompe

Dans le domaine de pompe il y a deux types, des pompes de surface et des pompes immergées.

3.4 pompes immergées

Par définition, une pompe à eau immergée est une pompe dont l'installation se fait de telle manière qu'elle est directement placée dans l'eau à pomper. Seule, une dizaine de centimètres de cette pompe est émergée. Ce qui la différencie de la pompe à eau de surface. La pompe immergée est souvent électrique et est composée de trois parties essentielles : le moteur, la transmission et la partie hydraulique. Le moteur permet à la pompe d'acquérir une certaine puissance qui est transmise à la partie hydraulique par le biais de la transmission. Cela permet ainsi à la partie hydraulique de pomper et d'acheminer l'eau du point d'eau à destination pour l'utilisation finale.

3.5 Principe de fonctionnement pompe

Dans une turbopompe, la roue reçoit de l'énergie du moteur d'entraînement et la communique à l'eau, en modifiant la direction et la valeur de sa vitesse ; cette énergie se traduit pour l'eau en pression ou hauteur de refoulement

On conçoit que cet apport d'énergie ou, ce qui revient au même, la pression ou hauteur fournie à l'eau entre l'aspiration et le refoulement, dépende des autres paramètres de fonctionnement (débit, vitesse de rotation) [5].

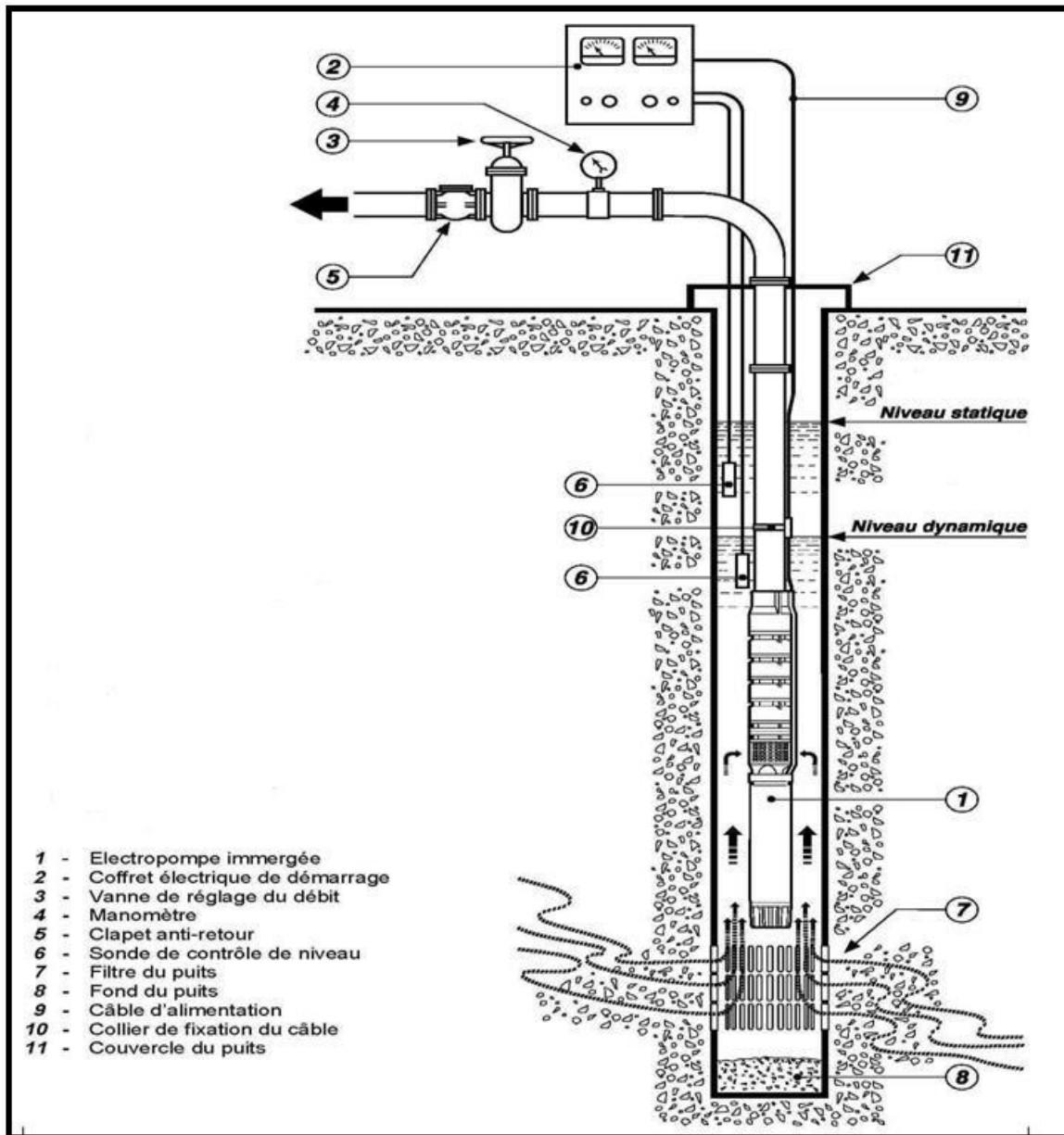


Fig.05-01 : Schéma type d'une pompe immergée

3.6 Choix de pompe

Le choix des pompes est basé sur les paramètres suivant :

3.6.1 Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale (HMT) d'une pompe est la différence de pression en matière de colonne de liquide (mCl) entre les orifices d'aspiration et de refoulement.

Lors du pompage d'un liquide la pompe ne doit pas seulement fournir une pression équivalente à celle correspondante à la différence des niveaux entre l'aspiration et le refoulement (hauteur géométrique d'élévation totale), mais également la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement (respectivement sont J_{asp} et J_{ref}). Si les niveaux à l'aspiration et au refoulement sont à la même pression, par exemple : la pression atmosphérique, on a :

$$HMT_{en\ m.c.e} = Hg_{éom} + J_{asp} + J_{ref} \dots\dots\dots(5-10)$$

3.6.2 Hauteur maximale d'aspiration (pompe centrifuge)

Théoriquement il est bien connu qu'en faisant le vide dans un tube il est impossible de faire monter l'eau à une hauteur supérieure à la pression atmosphérique (en mètre d'eau) pour l'altitude considéré. Pour l'altitude zéro, cette hauteur est de 10,33m, pour une altitude A cette hauteur devient $10,33 - 0,012A$.

En réalité, cette hauteur est notablement moins élevée car une partie de la pression disponible est nécessaire, d'une part, pour vaincre les pertes de charges dans la conduite d'aspiration, et d'autre part, pour communiquer au liquide la vitesse désirable.

3.6.3 Vitesse de rotation (pompe centrifuge)

Si la vitesse de rotation d'une pompe passe de n_1 à n_2 tours par minute, le débit Q, la hauteur manométrique HmT et la puissance absorbée P varient dans les rapports suivants :

Courbes caractéristiques d'une pompe

Les courbes principales qui caractérisent une pompe (mise à part la courbe du NPSH requis)

sont au nombre de trois.

Elles sont établies par le constructeur pour un type de pompe et une vitesse de rotation donnée.

Courbe débit-hauteur

Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élévation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit Q .

Ces courbes sont sensiblement des paraboles. Pour les pompes centrifuges (écoulement radial) les paraboles sont plus ou moins plongeantes.

Le point à vanne fermée F ($Q=0$) pour des pompes à faible vitesse spécifique (20 à 30) peut être en- dessous du point M correspondant à la hauteur maximale d'élévation. Il pourra alors se présenter dans ce cas des difficultés de couplage des pompes.

Pour les pompes hélico-centrifuges ou hélices les paraboles se relèvent plus nettement dans le domaine des faibles débits, d'un point de vue général, les courbes seront d'autant plus tombantes que la vitesse spécifique des pompes sera élevée.

Courbe et rendement / Rendement optimum

Cette courbe pour chaque type de pompe présente un maximum au voisinage duquel il faudra s'efforcer d'utiliser la pompe.

À titre indicatif, nous donnons sur le tableau ci-après l'ordre de grandeur du rendement optimal des pompes centrifuges.

Tableau5-13 : Ordre de grandeur du rendement optimal des pompes centrifuge

Caractéristique	Basse pression ($H < 5m$)		Haute pression ($H > 20m$)			Grands débits		
Q (l/s)	3	25	2	25	100	150	1000	2500
η	0,56	0,78	0,53	0,81	0,84	0,86	0,9	0,91

Courbe de puissance. Puissance absorbée par pompe

La courbe de puissance absorbée, fonction du débit est d'allure parabolique.

Pour les pompes centrifuges la concavité de la parabole est tournée vers le bas, ce qui permet d'éviter une surcharge du moteur si les conditions d'utilisation sont appelées à varier.

Pour les pompes hélices, il faut bien noter que la puissance absorbée pour un débit nul peut être considérablement plus élevée que la puissance absorbée en fonctionnement normal, ce qui est susceptible d'avoir des répercussions importantes sur les surintensités des moteurs.

Pour ce type de pompe, la présence d'une vanne sur le refoulement est donc à déconseiller dans le cas d'entraînement par moteur électrique.

3.6.4 Point de fonctionnement d'une pompe

L'utilisateur ou l'ingénieurs pose souvent le problème suivant :

Connaitre le débit et la hauteur manométrique engendrés par une pompe donnée débitant dans un réseau ou une conduite.

La perte de charge totale d'une conduite, en fonction du débit du liquide, peut être portée sur un graphique. La courbe ainsi obtenue est appelée courbe caractéristique de la conduite. Puisque la perte de charge est proportionnelle au carré du débit, la courbe sera une parabole. Dans un tel graphique, on peut également représenter la hauteur géométrique d'élévation en fonction du débit, ce qui permet de déterminer d'une façon simple, pour chaque débit, la somme d'hauteur géométrique et J.

Graphiquement : C'est l'intersection des deux courbes H-Q et la courbe caractéristique de la pompe.

Physiquement : C'est toute l'énergie absorbée par la pompe.

3.6.5 Pertes de charge

Les pertes de charges J (en mètre de liquide) sont produites par les frottements du fluide sur les parois des conduites, par les changements de section ou de direction. La formule la plus utilisée pour le calcul des pertes de charges en conduite est la formule de Colebrook [11].

$$J = \frac{v^2}{2gD} \dots \dots \dots (5-11)$$

3.7 Cavitation des pompes centrifuges

La cavitation est un phénomène de vaporisation du liquide sous l'effet de dépression due à des grandes vitesses d'écoulement. Elle se produit dans la plupart de machines tournantes hydrauliques telles que la pompe de surface.

3.7.1 Effet de la cavitation [13]

- Bruit intense,
- Vibration,
- Destruction des surfaces et les organes,
- Perte de performance (chute de rendement),
- Chute du débit d'eau.

3.7.2 Détermination de la cavitation [14]

Soit une pompe centrifuge dont l'axe supposé horizontal est à une hauteur h_A au-dessus du plan d'eau à l'aspiration. Si P_A est la pression absolue à l'entrée de la roue au point A et V_A la vitesse en ce point et si J_A la perte de charge totale entre les points C et A d'un filet liquide partant de la surface libre à l'aspiration en C et passant en A, le théorème de Bernoulli appliqué entre les deux points considérés de ce filet donne :

$$h_A = \frac{P_A}{\rho g} + \frac{V_A^2}{2g} + j_A = \frac{P_a}{\rho g} \dots\dots\dots (5-12)$$

P_a : pression atmosphérique ou pression dans la bêche d'aspiration ou ;

$$\frac{P_A}{\rho g} = \frac{P_a}{\rho g} - h_A - \frac{V_A^2}{2g} - j_A \dots\dots\dots (5-13)$$

V_A varie comme Q et j_A sensiblement comme Q^2 ; on peut donc poser :

$$\frac{V_A^2}{2g} + j_A = K \cdot Q^2 \dots\dots\dots (5-14)$$

Et la hauteur représentative de la pression absolue à l'ouïe de la roue s'écrit :

$$\frac{P_A}{\rho g} = \frac{P_a}{\rho g} - h_A - K \cdot Q^2 \dots\dots\dots (5-15)$$

Pour une installation donnée (P_a et h_A donnés), la courbe :

$$\frac{P_A}{\rho g} = f(Q) \dots\dots\dots (5-16)$$

Est une parabole P_1

Soit $h_v = \frac{P_v}{\rho g}$ la hauteur représentative de la tension de vapeur du liquide pompé à la température considérée.

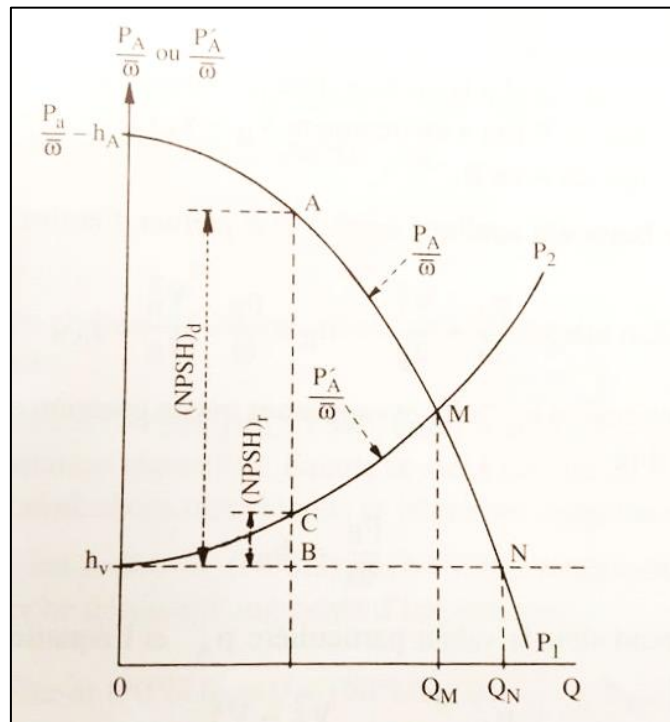


Fig. 05-02 : Exemple d'une courbe explicative du phénomène de cavitation

Les constructeurs et installateurs de pompes ont introduit la notion de NPSH (« net positive section Head » qu'on peut traduire par « charge nette à l'aspiration »). Le NPSH est la cote de la ligne piézométrique à l'entrée de la tubulure d'aspiration de la pompe, rapportée à l'axe de celle-ci, exprimée en mètres et diminuée de la hauteur représentative de la tension de valeur du liquide, soit :

$$\text{NPSH} = \frac{P_A}{\rho} - h_v \dots \dots \dots (5 - 17)$$

Cette expression est indépendante de la pompe utilisée et ne dépend que de l'installation (longueur et diamètre de la canalisation d'aspiration, pertes de charge de long de cette canalisation, hauteur géométrique d'aspiration).

C'est donc une donnée fournie par l'installateur de la pompe on l'appelle plus précisément le NPSH disponible, soit :

$$(\text{NPSH})_d = \frac{P_A}{\rho} - h_v \dots \dots \dots (5 - 18)$$

Il est représenté par la distance verticale AB de la parabole P₁ à l'horizontale d'ordonnée h_v (voir courbe précédente).

Mais le point A n'est pas le point où la pression est la plus faible le long du filet liquide considéré qui traverse la roue après A. Le minimum de pression sera normalement atteint en un certain point B

Désignons par :

- P_B : Pression absolue en B ;
- h_B : Distance verticale de B à la surface libre à l'aspiration ;
- V_B : Vitesse absolue en B (on a évidemment V_B > V_A) ;
- j_{AB} : Perte de charge de A en B.

Le théorème de Bernoulli appliqué entre A et B permet d'écrire :

$$h_A + \frac{P_A}{\rho} + \frac{V_A^2}{2g} = h_B + \frac{P_B}{\rho} + \frac{V_B^2}{2g} + j_{AB} \dots \dots \dots (5 - 19)$$

Par définition, le NPSH requis est :

$$(\text{NPSH})_r = \frac{P'_A}{\rho} - h_v \dots \dots \dots (5 - 20)$$

Il est donc représenté par la distance verticale BC de la parabole P₂ à l'horizontale d'ordonnée h_v

Notons que NPHS requis est indépendant de l'installation de la pompe ; il ne dépend que de ce qui se passe entre A et B, c'est-à-dire de la pompe elle-même ; c'est donc une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

Soit N l'intersection de P_1 avec l'horizontale d'ordonnée h_V (Fig. 5-02) :

1- **(NPSH)_d > (NPSH)_r** si **$Q < Q_M$** , c'est-à-dire :

$$\frac{P_A}{\rho} - h_V > \frac{P'_A}{\rho} - h_V \dots \dots \dots (5 - 21)$$

Où $P_A > P'_A$, la pression absolue à l'intérieur de la pompe n'atteint nulle part P_V ; aucune cavitation n'est à craindre.

2- **(NPSH)_d = (NPSH)_r** si **$Q = Q_M$** , c'est-à-dire :

$P_A = P'_A$, la pression absolue atteint P_V au point B où la cavitation apparaît, le liquide se met à bouillir en B et il ya formation d'une poche de vapeur avec choc très violent et vibrations importantes de la pompe.

3- **(NPSH)_d < (NPSH)_r** si **$Q_M < Q < Q_N$** ,

La cavitation se développe autour du point B, la poche de vapeur augmente d'importance.

En définitive, pour éviter le phénomène de cavitation, il faut que le NPHS disponible soit toujours strictement supérieur au NPSH requis.

3.8 Étude graphique

En projetant le point de fonctionnement de la pompe sur la courbe de l'NPSH disponible et on compare avec le NPSH requis pour savoir s'il y aura de cavitation.

3.9 Pompes choisis pour l'adduction

Pour choisir la pompe convenable, on va tracer la courbe caractéristique en utilisant le débit et la hauteur manométrique totale d'adduction. L'intersection entre cette courbe et la courbe caractéristique de la pompe va donner le point de fonctionnement.

Tableau 5-14 : Courbe caractéristique H-Q :

Q = 15 l/s = 0,015 m³/s											
Q (l/s)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
HMT (m.c.e)	160,50	160,51	160,56	160,63	160,73	160,85	161,01	161,2	161,41	161,66	161,93

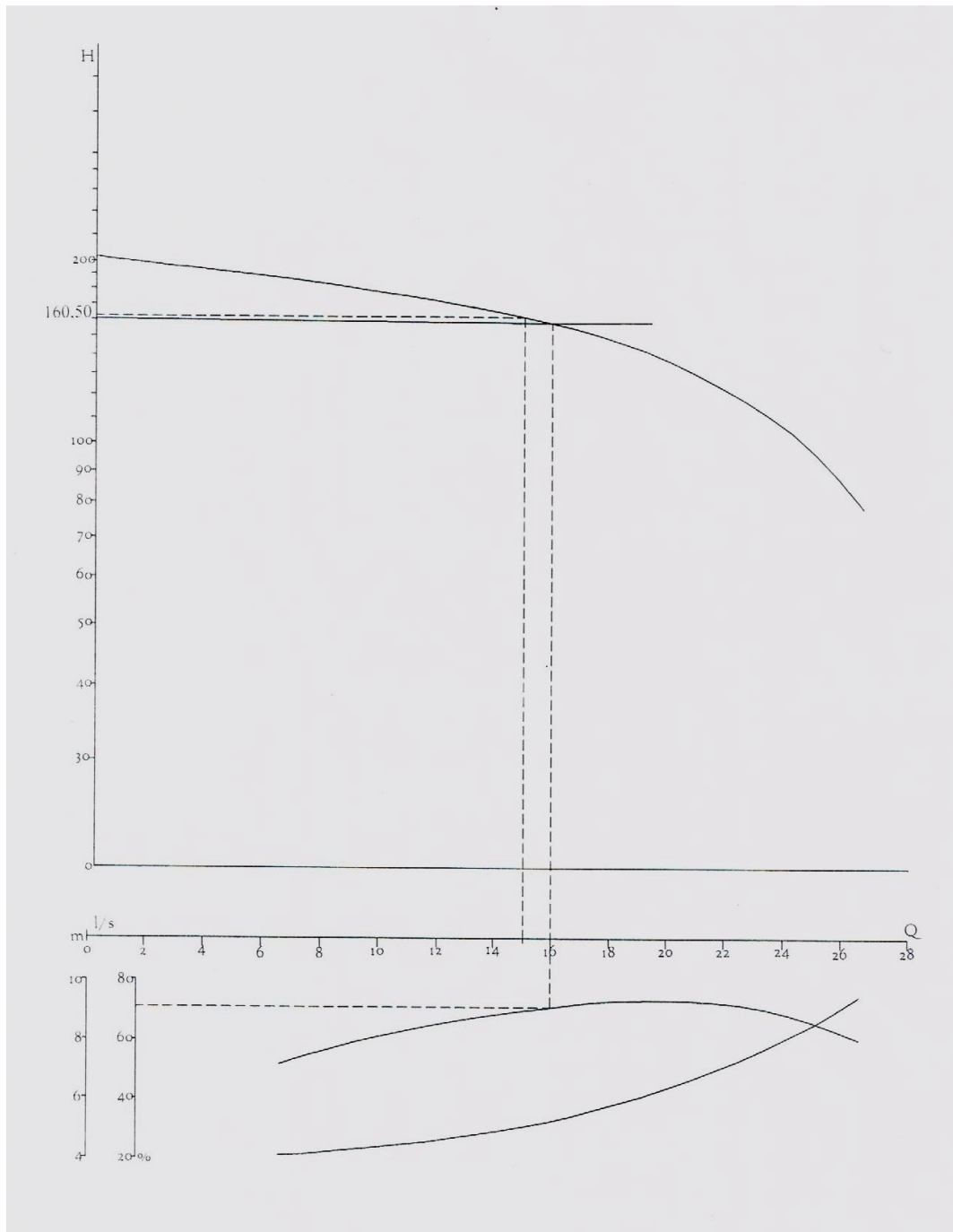


Figure 05-3 : Étude graphique du point de fonctionnement

Les caractéristiques de la pompe choisie sont :

Marque de la pompe choisie : Rovatti-pompe

Le type : pompe immergée

Vitesse rotation : 3500 tours/min

Le rendement : 70%

Le débit : $0,015 \text{ m}^3/\text{s} = 15 \text{ l/s}$

Hauteur : HMT = 168,50 m

4.Conclusion

Une adduction fonctionnant par refoulement, implique un choix judicieux du système de pompage. Par conséquent, l'objectif du présent chapitre était le dimensionnement et la caractérisation des différentes pompes projetée le long de l'adduction étudiée.

CHAPITRE 6

Protection des installations contre le phénomène du coup de bélier

1. Introduction

Dans le présent chapitre nous avons donné des généralités sur le phénomène du coup de bélier, ces causes et risques. Ainsi on a calculé sa valeur pour prendre les précautions contre ce phénomène afin de protéger les adductions.

2. Phénomène du coup de bélier

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées. [15]

3. Causes du coup de bélier

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

- L'ouverture ou la fermeture brusque des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- La modification de la vitesse d'une pompe.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine [15]

4. Risques dus aux coups de bélier

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

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

4.1. Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup

de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

4.2. Cas de dépression

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

4.3. Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible [15] .

5. Protection contre le coup de bélier

L'importance des ondes de pression qui se produiraient naturellement lors de manœuvres, volontaires ou accidentelles, oblige souvent, pour éviter la dépense supplémentaire qu'occasionneraient des tuyauteries capables de leur résister, à les atténuer au moyen de dispositions appropriées ; c'est en cela que réside la protection contre le coup de bélier [5].

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier, mais il convient de rechercher leur limitation à une valeur compatible avec la résistance des installations.

Les appareils anti-bélier devront donc avoir effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie, qui interviennent dans la protection contre les dépressions ;
- Les soupapes de décharge, qui interviennent dans la protection contre les surpressions ;
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre, qui interviennent, à la fois, dans la protection contre les dépressions et les surpressions [10]

5.1 Réservoirs d'air

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

Cette capacité contient de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de cet équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction, le clapet se ferme, puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions [10]



Fig 6.01 : Réservoirs d'air

5.2. Cheminée d'équilibre

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

Aussi, les cheminées d'équilibre sont-elles très rarement utilisées à la station même ; elles peuvent trouver leur emploi, par contre, sur le tracé du refoulement, quand celui-ci comporte, par exemple, des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire, même avec l'existence d'un anti-bélier à la station. A ce moment, leur hauteur reste généralement acceptable et, leur fonctionnement ne nécessitant aucun entretien, c'est la protection idéale pour les points du parcours difficilement accessibles.

Nous verrons également leur utilisation sur une conduite d'adduction gravitaire.



Fig. 6.02 : Cheminée d'équilibre

5.3. Soupape de décharge

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression maximale de fonctionnement normal. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts, de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

Enfin, en vue de leur parfaite adaptation au cas de protection envisagé, il est très important que l'étude et la fabrication de ces appareils soient confiées à des spécialistes éprouvés[10].



Fig 6.03 : Soupape de décharge

5.4. Volant d'inertie

Il faut trouver le moyen de continuer à assurer l'alimentation de la veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

Le volant d'inertie, calé sur l'arbre du groupe, constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Malgré l'apparence de simplicité du procédé, il faut remarquer, cependant, que l'utilisation des volants reste assez limitée. En effet, dès que la longueur de la conduite augmente, on arrive rapidement à des poids de volant énormes et le système n'est plus économique.

De toute manière, le volant n'intervient que pour limiter la dépression. Pour protéger également l'installation contre les surpressions, il peut être nécessaire de la compléter par la mise en place d'une décharge, en aval du clapet, bien entendu, qui évacue l'eau au cours de la phase de surpression et se referme ensuite, ou d'un clapet à battant percé[10]

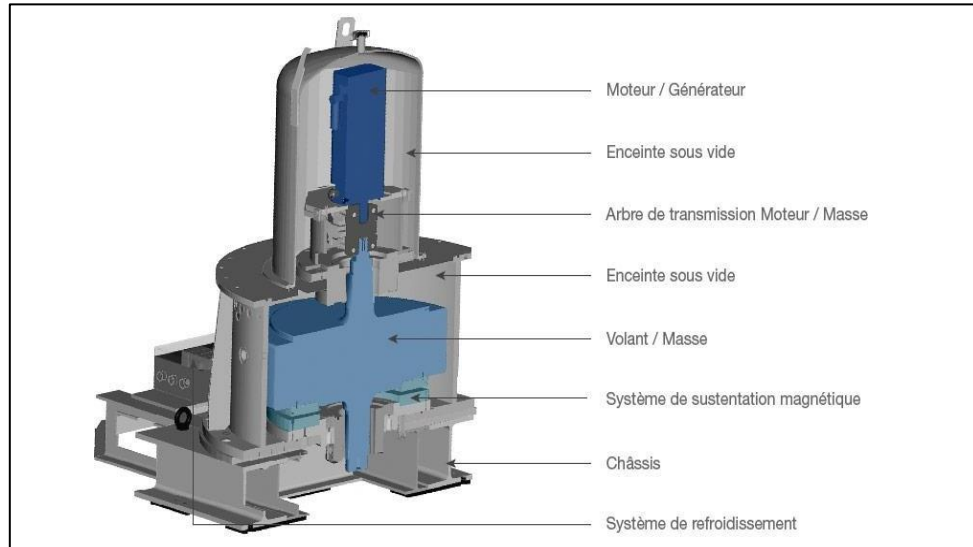


Fig 6.04 : Volant d'inertie

6. Caractéristiques des conduites de refoulement

Tableau (6-01) ;Caractéristiques des conduites de refoulement

Adduction	Nature	D (mm)	e (m)	D _{int} (m)	Section (m ²)	Volume de conduite (m ³)	Vitesse (m/s)	Hg (m)	HMT (mce)
Forage Fydjel vers château d'eau	PEHD PN.16 16 bars	125	0,0114	0,1022	0,0123	6,746	1,22	160,5	169,09

7.Calcul du coup de bélier

7.1. Calcul de la célérité

On calcule la célérité avec la formule suivante :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \times \frac{D}{e}}} \dots\dots\dots (6-01)$$

Où :

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

K : module d'élasticité de la conduite.

e : épaisseur de la conduite.

$$\alpha = 29,48 \text{ m/s}$$

7.2. Valeur maximale du coup de bélier

La valeur du coup de bélier est donnée par la formule (5-10).

$$B = \pm \frac{a.V_0}{g} \dots\dots\dots (6-02)$$

Où :

B : La charge ou la hauteur d'eau maximale du coup de bélier (m).

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

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

$$\mathbf{B = 3,67\ m}$$

7.3. Calcul de la surpression et de la dépression

Elles sont données respectivement par les formules :

Surpression : $H_{\max} = \text{HMT} + B \dots\dots\dots (6-03)$

$$H = 169,09 + 3,67 \qquad \text{d'où } \mathbf{H_{\max} = 172,76\ m}$$

Dépression : $H_{\min} = \text{HMT} - B \dots\dots\dots (6-04)$

$$H_{\min} = 169,09 - 3,67 \qquad \text{d'où } \mathbf{H_{\min} = 165,42}$$

Avec :

HMT : La hauteur manométrique totale (m).

B : Valeur maximal du coup de bélier (m).

D'après les résultats obtenus, nous pouvons déduire l'existence d'un coup de bélier au niveau de l'adduction « Forage Fydjel vers le château d'eau 200 m³ » caractérisé par une faible surpression ($H_{\max} = 172,76\ \text{m}$) et une faible dépression ($H_{\min} = 165,42\ \text{m}$) vu que la canalisation possède un P.N de l'ordre de 16 bars.

Dans ce cadre, nous allons procéder au dimensionnement d'un anti-bélier sous forme d'un réservoir d'air pour lutter contre la surpression et la dépression en même temps.

8. Calcul simplifié d'un réservoir d'air

En faisant abstraction des pertes de charges dans la conduite de refoulement et considérant le phénomène comme une oscillation en masse, c'est-à-dire en négligeant l'élasticité de la conduite et la compressibilité de l'eau, on arrive à un calcul simplifié qui peut suffire pour les installations modestes (30l/s environ ; 1000 à 1200 m de longueur de refoulement). De plus, il est supposé que le dispositif ne comporte pas d'organe d'étranglement.

M. Vibert arrive à une expression relativement simple qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 .

En marche normale, les caractéristiques de l'air le réservoir d'air sont données par Z_0 et U_0 , Z_0 étant la pression absolue exprimée en mètre d'eau, c'est-à-dire pratiquement égale, si l'on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au-dessus de l'axe de la conduite, à la hauteur géométrique de refoulement + 10 m, hauteur que nous avons désignée plus haut par H .

A la fin de la dépression, première phase du phénomène, l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc la plus faible ; soit Z_{\min} cette pression absolue. A la fin de la dépression, l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera Z_{\max}

Ces expressions se retrouvent sur les trois échelles de l'abaque. Un exemple fera mieux comprendre le maniement de celui-ci. Soit une présentant les caractéristiques suivantes [10]

- Longueur ;
- Diamètre ;
- Section ;
- Volume ;
- Débit ;
- Vitesse moyenne ;
- Hauteur géométrique de refoulement ;
- Conduite en fonte épaisseur ;
- Profil de la conduite.

Après calcul, nous avons obtenu les résultats exposés ci-après :

Tableau 6-2 : Données utilisés pour le calcul du réservoir d'air (méthode de Vibert)

<u>Générale</u>				<u>Conduite</u>				<u>Tuyères</u>		
D=	0.125	m		Dh=	8.59	m		D _{tubulure} =	0.080	m
S=	0.0123	m		x _L =Dh/V ² *2g	112.81			D _{sort,1} =	0.120	m
Q=	0.015	m ³ /s						D _{entr,2} =	0.028	m
V=	1.222	m/s		k _{sort} =	1.09			m, 1=	2.25	
a=	29.5	m/s		k _{entr} =	19.53			m, 2=	0.13	
L=	550	m						c, 1=	0.57	
H ₀ =	160.50	m	Pression statique	K _{sort} =	2647.8			c, 2=	0.73	
q=2L/a	37.313		Unité de temps	K _{entr} =	96667.0			x _{sing} =	1.2	
aV/g=	3.7		Coup de bélier max							
				a/g=	3					
U=	7.00	m ³	Volume d'air initial							
n=	1.4									

Tableau 6-3 : Résultats du calcul du réservoir d'air avec la méthode de Vibert

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		14	15
Intervalle de temps (q)	Variation du volume d'air (DU)	Volume d'air (U)	Pression dans le réservoir d'air (Z)	Vitesse dans la tubulure V_1 (V_2)	Perte de charge tuyère Dh_1 (Dh_2)	Pression dans la conduite avec pertes de charge ($Z-Dh$)	Perte de charge au refoulement (d)	Pression dans la conduite sans pertes de charge ($Z-Dh$)	Vitesse lue sur le graphique (V_f)	Désignation du point	Vitesse moyenne (V_m)	Vitesse finale choisie (V_f)	Vitesse ultérieure (V_f)	Équation (a DV/g)		V [m/s]	H [m]
0	0.00	7.00	179.09	0.00	0.00	179.09	8.59	170.50	1.22	1R	0.00	1.22	1.22		179.09	1.22	170.50
37.31	0.33	7.33	167.82	0.25	0.00	167.82	0.30	167.52	0.23	2R	0.73	0.23	-0.76	0.00	170.20	0.23	167.52
74.63	-0.03	7.30	168.88	-7.30	1.98	170.87	0.80	171.67	-0.37	4R	-0.07	-0.37	0.01	0.00	171.30	-0.76	170.50
111.94	-0.06	7.24	170.86	0.12	0.00	170.86	0.07	170.79	0.11	6R	-0.13	0.11	0.21	0.00	170.57	-0.37	171.67
149.25	0.03	7.27	169.92	0.01	0.00	169.92	0.00	169.92	0.01	8R	0.06	0.01	-0.18	0.00	170.50	0.01	170.50
186.57	-0.02	7.25	170.55	-1.90	0.13	170.69	0.05	170.74	-0.10	10R	-0.04	-0.10	-0.02	0.00	170.45	0.11	170.79
223.88	-0.01	7.24	170.78	0.07	0.00	170.78	0.03	170.75	0.07	12R	-0.01	0.07	0.15	0.00	170.53	0.21	170.50
261.19	0.02	7.26	170.11	0.02	0.00	170.11	0.00	170.11	0.02	14R	0.04	0.02	-0.11	0.00	170.50	0.01	169.92
298.51	-0.01	7.25	170.50	-1.43	0.08	170.58	0.03	170.61	-0.07	16R	-0.03	-0.07	-0.04	0.00	170.47	-0.18	170.50
335.82	-0.01	7.24	170.75	0.04	0.00	170.74	0.01	170.74	0.04	18R	-0.02	0.04	0.12	0.00	170.51	-0.10	170.74
373.13	0.02	7.26	170.23	0.03	0.00	170.23	0.00	170.22	0.03	20R	0.03	0.03	-0.06	0.00	170.50	-0.02	170.50
410.45	-0.01	7.25	170.45	-1.12	0.05	170.50	0.02	170.52	-0.06	22R	-0.02	-0.06	-0.05	0.00	170.48	0.07	170.75
447.76	-0.01	7.24	170.72	0.02	0.00	170.72	0.00	170.72	0.02	24R	-0.02	0.02	0.10	0.00	170.50	0.15	170.50
485.07	0.01	7.26	170.32	0.03	0.00	170.32	0.01	170.31	0.03	26R	0.03	0.03	-0.03	0.00	170.49	0.02	170.11
522.39	0.00	7.25	170.42	-0.89	0.03	170.45	0.01	170.46	-0.05	28R	-0.01	-0.05	-0.06	0.00	170.49	-0.11	170.50
559.70	-0.01	7.24	170.70	0.01	0.00	170.70	0.00	170.70	0.01	30R	-0.02	0.01	0.07	0.00	170.50	-0.07	170.61
597.01	0.01	7.25	170.38	0.04	0.00	170.38	0.01	170.38	0.03	32R	0.02	0.03	-0.01	0.00	170.49	-0.04	170.50
634.33	0.00	7.25	170.39	-0.68	0.02	170.41	0.01	170.41	-0.03	34R	0.00	-0.03	-0.06	0.00	170.49	0.04	170.74
671.64	-0.01	7.24	170.68	-0.07	0.00	170.68	0.00	170.68	0.00	36R	-0.02	0.00	0.06	0.00	170.50	0.12	170.50

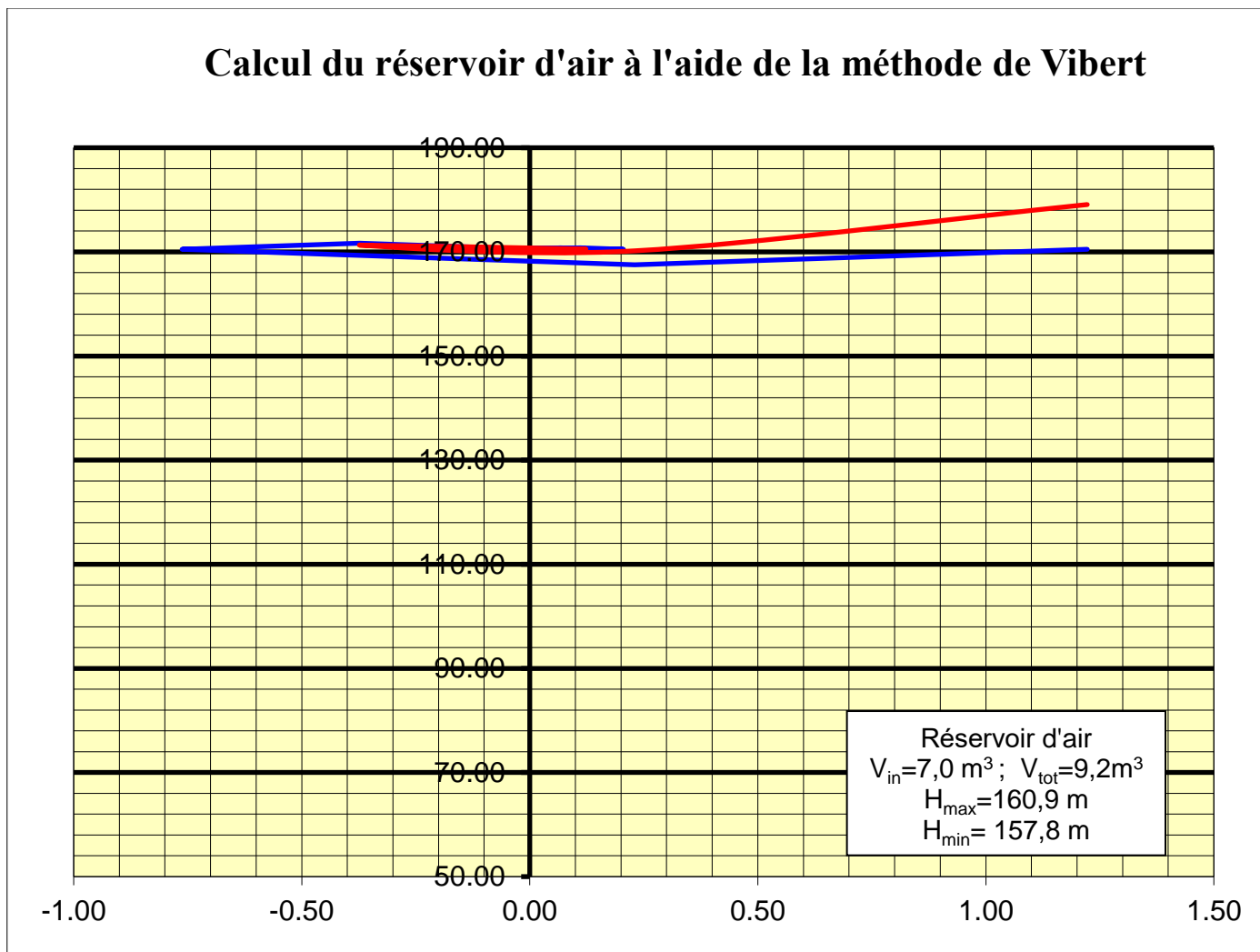


Fig. 6-05 : Diagramme de Vibert pour le calcul du réservoir d'air (anti-bélier)

9. Conclusion

Le dimensionnement du réservoir d'air pour lutter contre le coup de bélier à l'aide de la méthode de Vibert nous a permis de prévoir un réservoir dont le volume est de l'ordre de **9,2 m³** permettant d'atténuer la surpression pour atteindre une valeur **H_{max} = 160,9 m** et une dépression de **H_{min} = 157,8 m**

CHAPITRE 7

Réseau de distribution projeté

1.Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération. Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence. Dans ce présent chapitre, on prévoit de dimensionner le réseau de distribution en eau potable de la région Doui-Thabet, en exploitant le logiciel EPANET.

2. Différents types des réseaux d'alimentation en eau potable

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

2.1 Les réseaux ramifiés [5]

Les réseaux ramifiés sont les réseaux les plus simples. Ils présentent l'avantage d'être économique. Ils ne répondent qu'au besoin strict d'amener l'eau au point de livraison. Dans lequel l'eau suit un parcours unique.

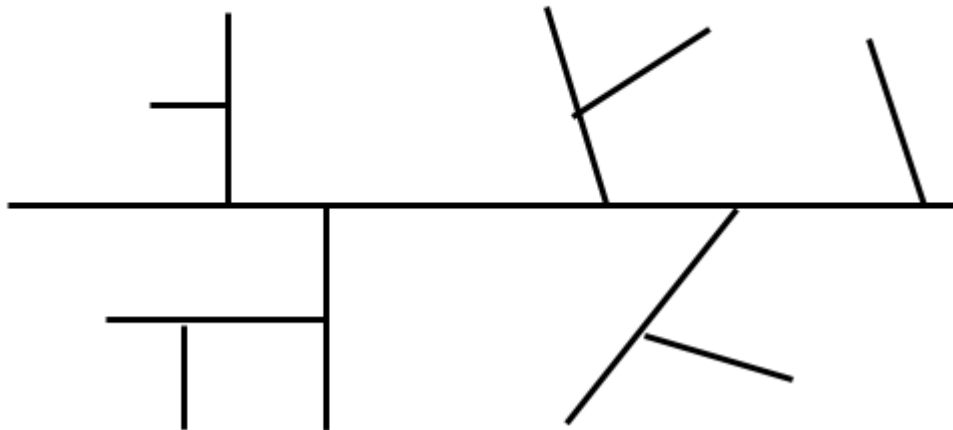


Figure (7-01) : Schéma de réseau ramifié.

2.2. Les réseaux maillés

Les réseaux maillés, plus complexes, sont caractérisés par des parcours de l'eau multiples pour un même point de livraison. Dans lequel sont constitués principalement d'une série de canalisations disposées de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. En cas d'incident, on peut isoler le tronçon pour des réparations tout en assurant l'alimentation des abonnés en aval. Les réseaux maillés sont utilisés pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

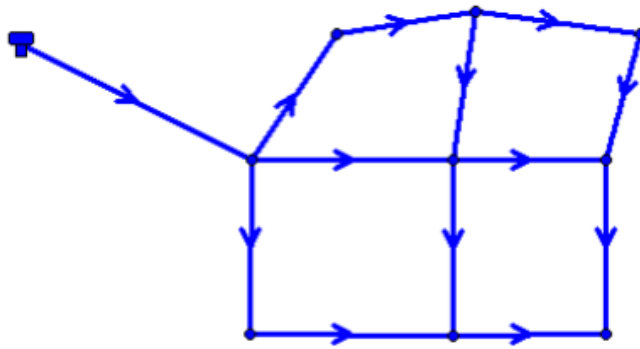


Figure (7-02) : Schéma de réseau maillé

2.3. Réseaux mixtes :

Un réseau de distribution dit mixte est en général un réseau est constitué d'une partie ramifiée et un autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville

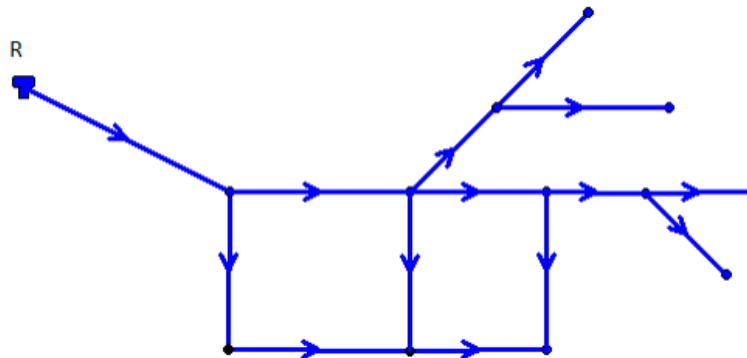


Figure (7-03) : Schéma de réseau mixte.

3. Choix de la trace :

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- ✓ Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine,...etc.) ;
- ✓ Éviter les pentes trop fortes ;
- ✓ Éviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- ✓ Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ...etc.) ;
- ✓ Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation ;

4. Choix du type de matériaux des conduites du réseau :

Le choix du type de matériaux des conduites parmi les parties importantes de construction du réseau, Pour faire le choix du type prendre en considération les critères suivants [5] :

- Facilité à poser (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronnes ;
- La pression de service supportée ;
- Du prix unitaire ;
- Durée de vie ;
- Résiste à la corrosion interne, externe ;

- Disponibilité du produit sur le marché national ;
- Facilité d'entretien et d'exploitation ;

Pour notre cas Nous avons choisi PEHD (PN16) comme matériau des conduites du réseau de distribution ;

5. Équipements du réseau de distribution (Appareils et accessoires) [5]

Le réseau de distribution est doté des accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement de celui-ci. On en cite :

a. Les canalisations : Les réseaux de distribution sont constitués de : - Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires. - Conduites secondaire qui assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

b. Robinets vannes : Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille », Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

c. Bouches ou poteau d'incendie : Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar). Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

d. Clapets : Les clapets ont pour rôle d'empêcher l'eau d'aller en sens contraire Del 'écoulement prévu.

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

f. Régulateurs de pression : Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression de façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

g. Robinets de vidange (décharge) : Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange ; et seront posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

h. Pièces spéciales de raccord : Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :

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

- **Les coudes** : Utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction** : Ce sont des organes de raccord en cas d'existence des diamètres différents.

6. Conception d'un réseau de distribution

Notre choix est porté sur un réseau mixte Pour concevoir un réseau de distribution prendrons en compte un certain nombre des facteurs, garantir un service souple :

- a L'emplacement des quartiers.
- b L'emplacement des consommateurs.
- c Le relief.

7. Calcul hydraulique du réseau de distribution

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcul les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits Supposés concentrés aux nœuds

8. Détermination des débits

8.1. Débit de pointe

Le débit de pointe représente le débit de dimensionnement du réseau de distribution, il représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée [équation (03-5)].

8.2. Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume consommé d'eau à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde, et représente le débit de pointe sur la somme des longueurs de chaque tronçon, il se calcule d'après l'équation (04-4).

8.3 Débit en route

Le débit consommé en long du tronçon, c'est le produit de sa longueur par le débit Spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_s \times L_i \dots\dots\dots (07-1)$$

Avec :

- Q_r : Débit en route (l/s) ;
- q_s : Débit spécifique (l/s) ;
- L_i : Longueur du tronçon (m)

9. Dimensionnement du réseau

9.1. Calcul des débits aux nœuds

Tableau (7-01) : Détermination des débits aux nœuds secteur A long terme

Tronçon	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_{tr} = Q_{sp} . Li (l/s)
R-A1	200	0,00416235	0,832
1—2	55		0,229
2—3	22		0,092
2—4	96		0,400
4—5	90		0,375
4—6	33		0,137
6—7	40		0,166
6—8	84		0,350
8—9	35		0,146
8—10	42		0,175
10—11	32		0,133
10—12	53		0,221
12—13	27		0,112
6—14	24		0,100
14—15	38		0,158
14—16	10		0,042
16—17	20		0,083
17—18	22		0,092
17—19	25		0,104
19—20	25		0,104
20—21	77		0,321
20—22	222		0,924
19—23	10		0,042
23—24	20		0,083
23—25	26		0,108
25--26	140		0,583
25—27	30		0,125
27--28	194		0,807
27—29	20		0,083
29—30	27		0,112
30--31	350		1,457
30—32	82		0,341

32—33	46		0,191
33—34	64		0,266
32—35	35		0,146

Tableau (7-02): Détermination des débits aux nœuds secteur B long terme

Tronçon	Longueur (m)	Q_{SP} (l/s/ml)	Q_{tr} = Q_{sp} . Li (l/s)
R—B1	221	0,00199352	0,441
1—2	35		0,070
2—3	202		0,403
2—4	127		0,253
1—5	125		0,249
1—6	47		0,094
6—7	82		0,163
6—8	53		0,106
8—9	110		0,219
9—10	95		0,189
9—11	37		0,074
11--12	100		0,199

Tableau (7-03): Détermination des débits aux nœuds secteur C long terme

Tronçon	Longueur (m)	Q_{SP} (l/s/ml)	Q_{tr} = Q_{sp} . Li (l/s)
R—C1	335	0,003566	1,195
1—2	94		0,335
2—3	62		0,221
1—3	114		0,407
3—4	175		0,624
4—5	60		0,214
5—6	46		0,164
5—36	132		0,471
6—7	220		0,785
6—8	32		0,114
8—9	195		0,695
8—10	33		0,118

10—11	110	0,392
10—12	58	0,207
10—13	32	0,114
13—14	100	0,357
13—15	32	0,114
15—16	82	0,292
15—17	37	0,132
17--18	66	0,235
17—19	36	0,128
19—20	67	0,239
19—21	17	0,061
21—22	16	0,057
22—23	38	0,136
23—24	27	0,096
23—25	67	0,239
22—26	64	0,228
21—27	39	0,139
27--28	43	0,153
27—29	50	0,178
13—30	128	0,456
30—31	43	0,153
30—32	39	0,139
32—33	42	0,150
32—34	43	0,153
34—35	145	0,517
34--36	117	0,417
36--37	144	0,514

10. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit le débit et l'altitude de chaque nœud ainsi que la longueur et le diamètre pour chaque conduite, on lance la simulation du réseau pour obtenir des vitesses d'écoulement dans chaque conduite dans l'intervalle [0,5 – 1,5 m/s].

11. Diamètres des tronçons et vitesses d'eau

11.1. Résultats et constatations :

Dans les tableaux secteur (A,B,C) on trouve le débit, la vitesse, le diamètre intérieur et longueur

Tableau (7-04): Les résultats de simulation obtenus pour le secteur A au long terme .

Node ID	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s
Junc N1	200	145	9.66	0.59
Junc N2	55	100	8.83	1.12
Junc N3	22	29	0.09	0.41
Junc N4	96	100	8.51	1.08
Junc N5	90	45.4	0.57	0.35
Junc N6	33	100	7.54	0.96
Junc N7	40	36.3	0.21	0.20
Junc N8	84	45.4	1.14	0.70
Junc N9	35	29	0.15	0.64
Junc N10	42	36.3	0.64	0.62
Junc N11	32	29	0.13	0.59
Junc N12	53	29	0.33	0.50
Junc N13	27	29	0.11	0.50
Junc N14	24	100	6.06	0.77
Junc N15	38	29	-0.08	0.12
Junc N16	10	100	6.02	0.77
Junc N17	20	100	5.97	0.76
Junc N18	22	36.3	0.35	0.34
Junc N19	25	100	5.54	0.71
Junc N20	25	57	1.34	0.53
Junc N21	77	29	0.32	0.49
Junc N22	222	45.4	0.91	0.57
Junc N23	10	81.2	4.09	0.79
Junc N24	20	36.3	-0.18	0.17
Junc N25	26	100	4.23	0.54
Junc N26	180	36.3	0.58	0.56
Junc N27	30	81.2	3.53	0.68

Junc N28	194	36.3	0.62	0.60
Junc N29	20	81.2	2.79	0.54
Junc N30	27	81.2	2.70	0.52
Junc N31	350	57	1.46	0.57
Junc N32	82	45.4	1.13	0.70
Junc N33	46	36.3	0.65	0.63
Junc N34	64	36.3	0.46	0.44
Junc N35	35	29	0.15	0.64
Junc C36	35	36.3	0.26	0.25
Junc C37	33	36.3	0.19	0.19
Junc C38	24	36.3	0.24	0.23
Junc C39	57	36.3	-0.19	0.18

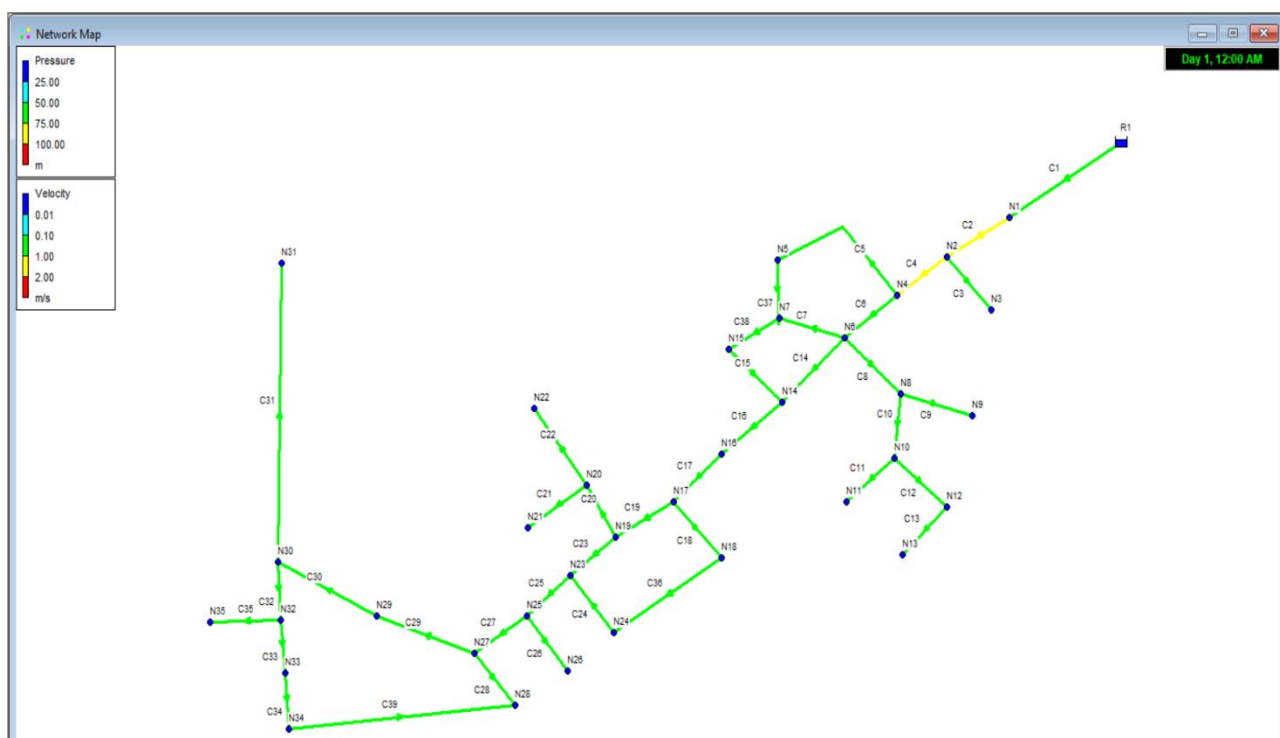


Figure (7-04) : Schéma de réseau mixte de secteur A.

Tableau (7-05) : Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur B au long terme.

Link ID	Longueur m	Diamètre mm	Vitesse m/s	Débit l/s
Pipe C1	221	68.2	0.67	2.46
Pipe C2	35	36.3	0.57	0.59
Pipe C3	202	29	0.61	0.40
Pipe C4	127	29	0.50	0.11
Pipe C5	125	29	0.59	0.39
Pipe C6	47	36.3	1.01	1.04
Pipe C7	82	29	0.72	0.16
Pipe C8	35	36.3	0.76	0.79
Pipe C9	110	36.3	0.66	0.68
Pipe C10	95	22	0.50	0.19
Pipe C11	37	22	0.72	0.27
Pipe C12	100	22	0.53	0.20
Pipe C13	35	29	0.62	0.14

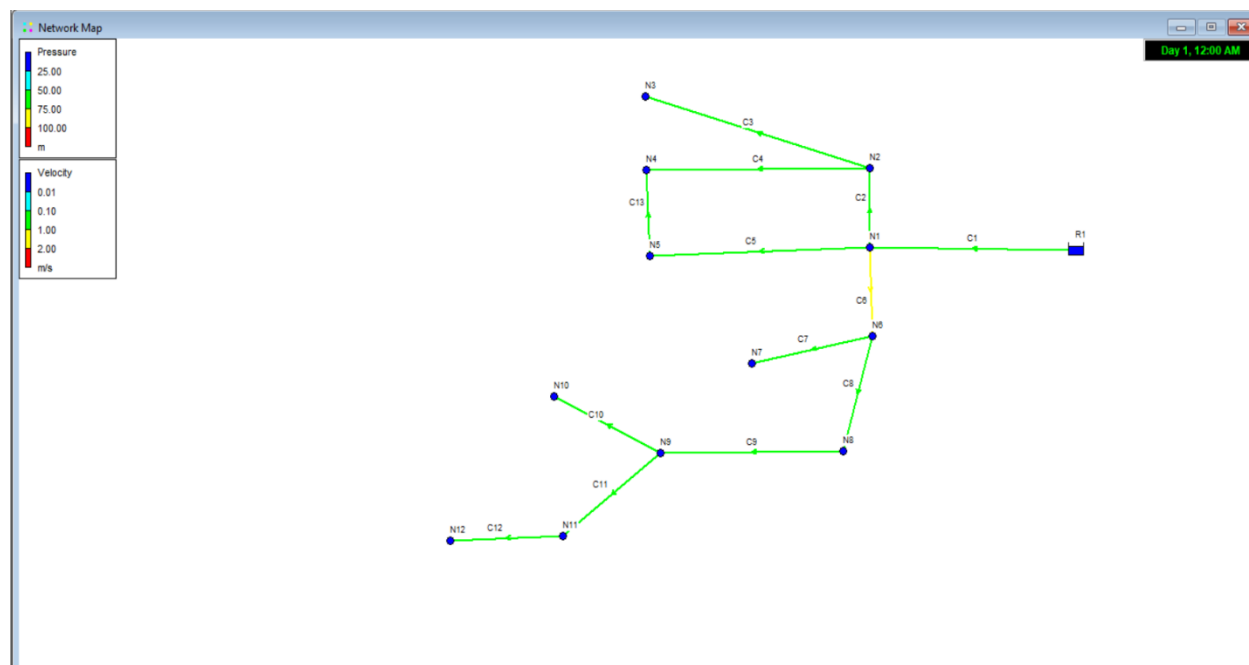


Figure (7-05) : Schéma de réseau mixte de secteur B.

Tableau (7-06): Résumé des résultats de calcul obtenus pour le secteur C au long terme.

Link ID	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Vitesse m/s
Pipe C1	335	127.3	11.64	0.91
Pipe C2	94	57	1.79	0.70
Pipe C3	62	57	1.46	0.57
Pipe C4	114	100	8.66	1.10
Pipe C5	175	100	9.71	1.24
Pipe C6	60	100	9.08	1.16
Pipe C7	46	81.8	6.65	1.26
Pipe C9	132	68.2	2.22	0.61
Pipe C10	220	45.4	0.98	0.61
Pipe C11	32	81.8	5.50	1.05
Pipe C12	195	45.4	0.85	0.52
Pipe C13	33	81.8	4.54	0.86
Pipe C14	110	45.4	0.94	0.58
Pipe C15	58	29	0.21	0.31
Pipe C16	32	81.8	3.27	0.62
Pipe C17	100	45.4	0.88	0.54
Pipe C18	32	57	2.06	0.81
Pipe C19	82	36.3	0.44	0.43
Pipe C20	37	45.4	1.50	0.93
Pipe C21	66	36.3	0.19	0.18
Pipe C22	36	45.4	1.18	0.73
Pipe C23	67	36.3	-0.23	0.23
Pipe C24	17	45.4	1.29	0.80
Pipe C25	16	36.3	0.76	0.73
Pipe C26	38	29	0.39	0.59
Pipe C27	27	22	0.10	0.25
Pipe C28	67	29	0.16	0.24
Pipe C29	64	29	0.31	0.47
Pipe C30	39	36.3	0.47	0.45
Pipe C31	43	29	0.15	0.67
Pipe C32	50	22	0.18	0.47
Pipe C33	128	36.3	0.22	0.21

Pipe C34	43	22	0.10	0.26
Pipe C35	39	45.4	-0.33	0.21
Pipe C36	42	29	0.15	0.23
Pipe C37	43	36.3	-0.62	0.60
Pipe C38	145	36.3	0.52	0.50
Pipe C39	117	57	-1.29	0.51
Pipe C40	144	36.3	0.51	0.50
Pipe C8	32	36.3	-0.50	0.48
Pipe C41	33	36.3	-0.35	0.34
Pipe C42	32	36.3	-0.15	0.15
Pipe C43	32	36.3	0.37	0.36
Pipe C44	37	36.3	0.52	0.50
Pipe C45	36	36.3	0.47	0.46
Pipe C46	38	22	0.08	0.22

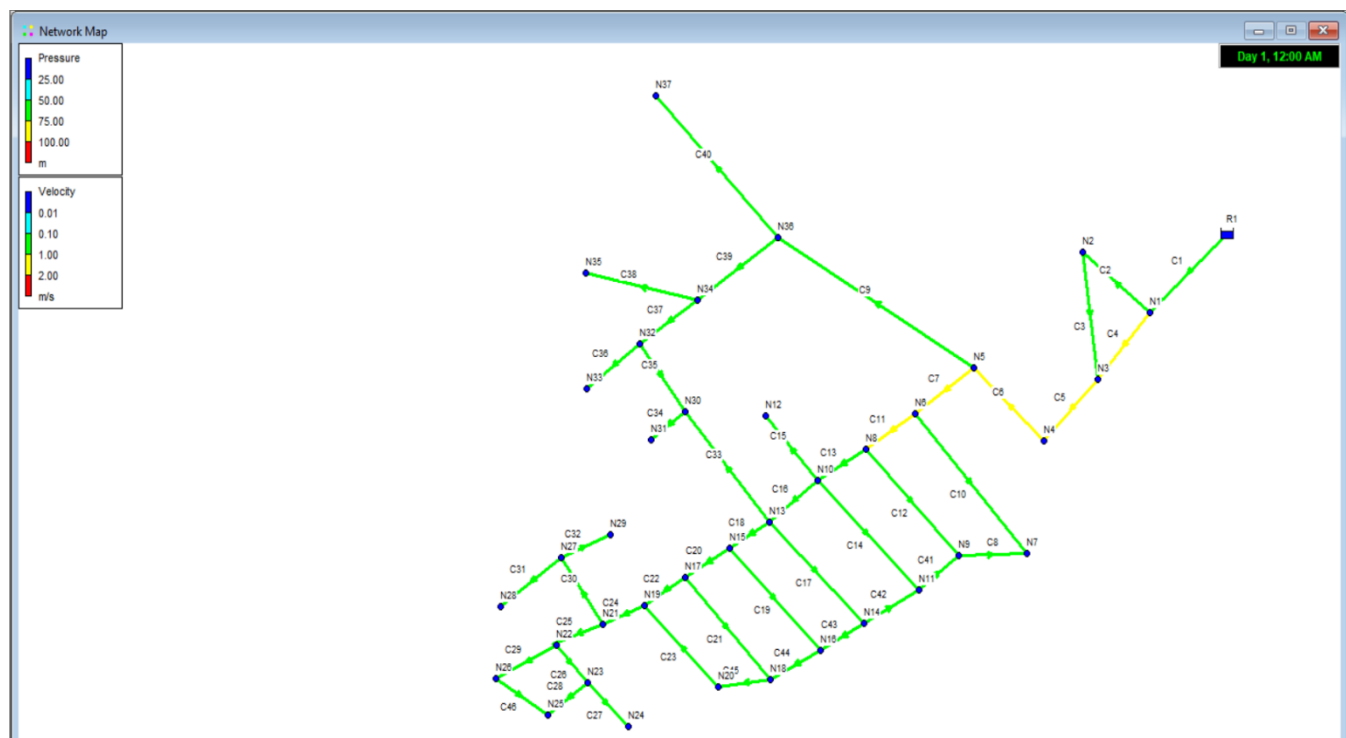


Figure (7-06) : Schéma de réseau mixte de secteur C.

12. Conclusion

En fin de ce dernier chapitre, nous avons essayé d'actualiser le réseau de distribution du chef-lieu de la commune de Doui-Thabet pour faire face aux besoins des consommateurs pour le long terme et ce dès l'horizon 2030.

Nous avons constaté que le réseau, dans sa majorité, fonctionne correctement, sauf dans quelques tronçons en fin des ramifications où les vitesses étaient plus ou moins faibles mais ne présentant aucune contrainte vue que c'est la fin de la ramification.

Nous n'avons pas opté pour un réseau maillé, en raison de la distribution du tissu urbain. Cette proposition aura induit des longueurs importantes conduisant à des pertes de charges supplémentaires et par conséquent de faibles pressions au sol au niveau des différents nœuds du réseau.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent travail a englobé les différents points en relation avec le système d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune de Doui-Thabet (Fydjel).

L'agglomération chef-lieu de la commune de Doui-Thabet objet d'étude du présent mémoire présente une importance socio-économique vue sa position géographique. Malheureusement, l'agglomération n'a pas connu un grand développement du point de vue aménagement du territoire durant les dernières années.

La situation démographique de la zone d'étude démontre une évolution modérée de la population avec taux d'accroissement global de 1,84%. Dans ce cadre, nous avons choisi d'entreprendre notre étude en considérant un court terme pour l'année 2030 et un long terme pour l'année 2050.

Le diagnostic de la situation actuelle du système d'alimentation en eau potable au niveau de l'agglomération de Fydjel, nous a permis de constater l'existence d'une seule ressource sous forme d'un forage développant un débit 5l/s pouvant atteindre les 15l/s. Une seule adduction existante assure l'alimentation des stockages existants d'un volume total de 600 m³ (deux réservoirs semi-enterrés : 2 x 200 m³ & un château d'eau de 200 m³). Ce volume s'avère suffisant jusqu'au long terme. Le réseau de distribution existant étant ramifié présente plusieurs tronçons surdimensionnés avec des vitesses et des pressions faibles.

Sur la base du diagnostic effectué, nous avons proposé d'augmenter le débit exploité à partir du forage de Fydjel pour atteindre 15l/s afin de subvenir aux besoins en ressources. Par conséquent, un dimensionnement de l'adduction a été effectué à travers une étude technico-économique. Cette dernière a permis de déterminer un diamètre de 125 mm en PEHD.

Le choix de pompe s'est basé sur le débit de 15l/s et une HMT de 168,5 m. Nous avons opté pour une pompe immergée de marque ROVATTI avec un moteur développant une vitesse de rotation de 3500 tours/min pour un rendement de l'ordre de 70%. Le risque de la cavitation n'existe pas pour la pompe choisie.

En ce qui concerne le coup de bélier, et après calcul, nous avons constaté l'existence d'un risque nous imposant de dimensionner un anti-bélier. Ce dernier été sous forme d'un réservoir d'air de 9,2 m³ luttant contre la surpression et la dépression en même temps.

Pour palier aux dysfonctionnements constatés au niveau du réseau de distribution, nous avons entrepris le dimensionnement d'un nouveau réseau sur la base du débit de pointe calculé au long terme, qui été de l'ordre de 23,44 l/s. Les canalisations choisies sont en PEHD – PN.6 bars. Nous avons conservé le système de ramifications en raison de la distribution éparpillée du tissu urbain de l'agglomération afin d'éviter des sur-longueurs induisant des pertes de charge importantes.

Nous souhaitons avoir pu mettre à jour la situation du schéma d'alimentation en eau potable de l'agglomération chef-lieu de la commune de Doui-Thabet et ce malgré les difficultés rencontrées lors du recueil de données durant l'élaboration de ce mémoire.

[1] **APC** : Assemblée Populaire Communale

[2] **CHALANE FATIHA, 2017** : Inventaire et analyse de la phytodiversité des steppes à *Stipa tenacissima* L. dans la région de Saida (Algérie occidentale) biodiversité végétale et valorisation. Thèse de doctorat en Sciences. Univ. Sidi Bel Abbès.

[3] **MEJDOUB L, 2013** : Étude hydro-économique pour la gestion rationnelle de la distribution des eaux potables – Cas des villes : Saida, Rebahia et Ain El-Hadjar – wilaya de Saida. Mémoire de Master en Hydraulique, Option : Ressources en eau. Université de Saïda, Algérie

[4] **ANAT, 2008** : Plan d'Aménagement de Territoire de la Wilaya de Saida, Phase 01. Agence Nationale de l'Aménagement du Territoire, Algérie.

[5] **BONNIN J, 1982** : Aide-mémoire d'hydraulique urbaine. Édition Eyrolles. Mémoire de Master en Hydraulique (Hachemane & Kandouci, 2017) Université de Saida, Algérie

[6] **VALIRON, F 1989** : gestion des eaux alimentation en eau et assainissement. Mémoire de Master en Hydraulique (Hachemane & Kandouci, 2017) Université de Saida, Algérie

[7] **HAFFARESSAS NADJETTE, 2019** : Alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'Oued ZENATI. Mémoire de Master en Hydraulique urbaine. Univ. 8 Mai 1945 de Guelma.

[8] **ADEL DOUKHANE YUCEF KRIKET, 2021** : Étude d'alimentation en eau potable de la région de Beni Maazouz (w.Jijel), Mémoire de Master en hydraulique Université Mohamed, Mémoire de Master en Hydraulique (Benali & Ouanezar, 2022) Université de Saida, Algérie

[9] **BENALI MAHIEDDIN, OUANEZAR NASREDDINE, 2022** : Mémoire de Master en Hydraulique urbaine (Actualisation du système d'Alimentation en Eau Potable du chef-lieu de la commune de Hounet), Université de Saida, Algérie

[10] **DUPONT A, 1974** : Hydraulique urbaine, tome 2, ouvrage de transport élévation et distribution des eaux. Troisième édition mise à jour et augmentée.

[11] **SOGREAH, 1978** : les pompes et les petites stations de pompage .deuxième édition mise à jour. Collection « techniques rurales en Afrique » par la société grenobloise d'études et d'applications hydrauliques.

[12] **YELES F, 2017** : cours de pompages et stations de pompage, année universitaire 2016/2017.

[13] **YELES F, 2016** : cours de pompages et stations de pompage, année universitaire 2015/2016.

[14] **TCDEA, 2005** : Les stations de pompages d'eau, travaux de la commission, distribution de l'eau de l'ASTEE sixième édition revue et corrigés.

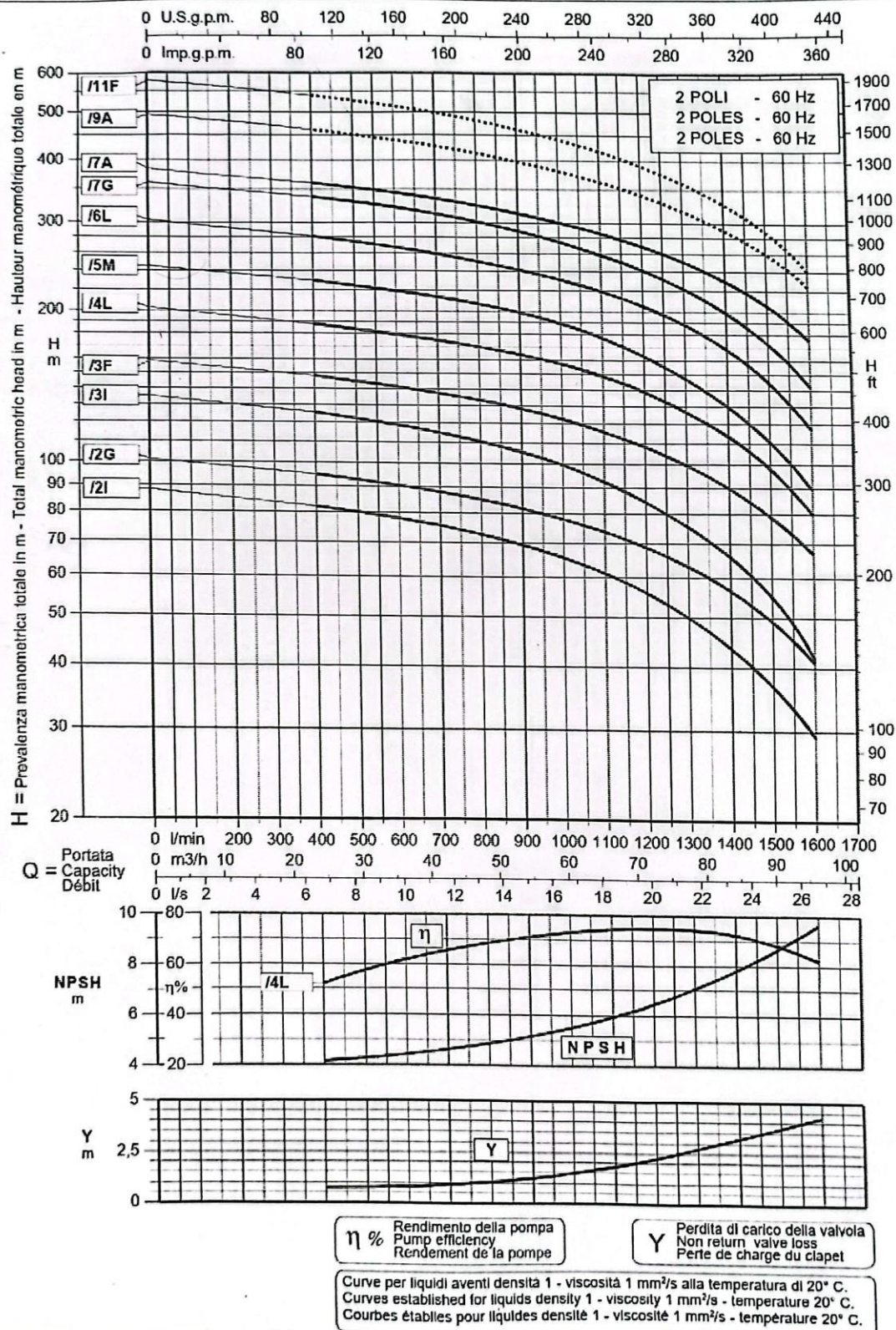
[15] **C.T.H, 2016**: Élaboration d'une étude de renforcement de l'AEP de Saïda à partir des forages de Doui Thabet 1 et 2 vers le réservoir ITGC d'Ain El-Hadjar. Phase 1 : Diagnostic. Contrôle Technique Hydraulique, Antenne de Saïda.

rovatti pompe

ELETTROPOMPA SOMMERSA RADIALE
RADIAL ELECTRIC SUBMERSIBLE PUMP
ELECTROPOMPE IMMERGEE RADIALE

PER POZZO
FOR WELL
POUR PUITS

10" 10ER1



Annexes

rovatti pompe

**ELETTROPOMPA SOMMERSA RADIALE
RADIAL ELECTRIC SUBMERSIBLE PUMP
ELECTROPOMPE IMMERGEE RADIALE**

PERPOZZO
FORWELL
POURPUITS

10"

10ER2

Caratteristiche a 3500 giri/min 60Hz
Performances at 3500 R.P.M. 60Hz
Caractéristiques à 3500 tours/min 60Hz

Pompa tipo - Motore Pump type - Motor Pompe type - Moteur	Motore * Motor * Moteur *		Portata - Capacity - Débit													
			l/min	0	500	750	1000	1200	1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2100
	m³/h	0	30	45	60	72	78	84	90	96	102	108	114	126		
	kW	CV	l/s	0	8,3	12,5	16,7	20	21,7	23,3	25	26,7	28,3	30	31,7	35
10ER2/2M - 625T	18,5	25	Protezione manometrica totale in m Total manometric head in m Hauteur manométrique totale en m	85	81	78	74,5	70,5	67	63,5	60	56	52	47	41,5	29
10ER2/2G - 630T	22	30		93	88,5	86	82,5	78,5	76	72	68	64,5	60	55	50	38
10ER2/2A - 635T	26	35		101	96,5	94	91	87	84	81	77	73	68,5	64,5	58,5	47
10ER2/3L - 640T	30	40		125	122,5	119,5	113,5	106,5	102	97	91,5	85,5	79	72	65	49
10ER2/3A - 850T	37	50		152,5	144	139,5	134	128	123,5	118	112	105,5	99	91	83,5	65
10ER2/4G - 860T	45	60		191,5	181	176	169	169,5	153	145,5	137	129	120	110,5	100,5	78,5
10ER2/5G - 875T	55	75		239	226,5	220	211	199,5	191,5	182	172	161	150	138	125,5	98
10ER2/6G - 890T	66	90		287	272	263	253	239	229	218	206	193	180	165	149,5	117
10ER2/6A - 8100T	75	100		304,5	288	279	268	255	247	236	223,5	210	196	182	166	129
10ER2/8F - 10125T +	90	125		388	367,5	356,5	342,5	324	311	296	279	261	244	225	205	160
10ER2/10G - 10150T +	110	150		479	453	439	422	398	382	363	342	320	298	275	250	194