



Département de Génie de l'Eau

Rapport de soutenance

En vue de l'obtention du diplôme
de Licence professionnelle en :

Hydraulique

Thème :

**Étude diagnostic et réaménagement du réseau d'AEP de
la ville de Souk El Had (W. Boumerdes)**

Réalisé par :

- REDJDAL Ahmed Rami

Encadré par :

Mr. S DAHMANI

Enseignant (IT- Bouira)

Corrigé par :

- Mr. A YAHIAOUI

Enseignant (IT- Bouira)

- Mr. H DJAFER KHODJA

Enseignant (IT- Bouira)

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciement

Tout d'abord, je remercie le « Dieu » Tout-Puissant qui m'a donné la sagesse et le courage de faire si bien l'humble travail.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation des travaux, et en particulier :

M. Dahmani Saad qui a consacré son temps à me faire profiter de son expérience lors de mon stage professionnel avec beaucoup de patience et de conseils afin de mettre en œuvre le stage.

Mes sincères remerciements au personnel de la Direction des Ressources en Eau de la Wilaya de Boumerdès, qui m'ont accueilli dans leurs bureaux. Et pour me guider.

J'adresse également mes sincères remerciements aux membres du jury et à tous les enseignants de l'Institut de Technologie qui ont contribué à notre éducation pour atteindre ce niveau.

Redjda Ahmed Rami

Dédicace

Je dédie cet acte humble en signe de respect et de gratitude :

À Dieu qui m'a donné une santé adéquate pour faire ce travail.

Mes parents, qui n'ont pas hésité à me soutenir, font de leur mieux pour moi et je les remercie également pour leur soutien continu.

Je remercie également mon ami Hicham cherifi et ma collègue Hadjer, qui m'ont aidé malgré la distance et la propagation de l'épidémie de Covid-19.

Mon encadreur, pour son travail acharné, ses conseils et m'avoir fourni les informations dont j'ai besoin.

Redjda Ahmed Rami

ملخص:

تهدف هذه الدراسة إلى إعادة تصميم شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب لمدينة سوق الحد (ولاية بومرداس) بهدف تلبية احتياجات سكان المنطقة من المياه الصالحة للشرب على المدى الطويل.

تعتمد هذه الدراسة على تقدير الحاجيات المائية الحالية والمستقبلية للمنطقة وتحديد ابعاد واقطار شبكة التوزيع وكذا حساب السرعات والضغوط لهذه الشبكة باستخدام برنامج EPANET.

في هذا السياق تم أيضا تحديد حجم الخزان المقترح وابعاد أنبوب الامداد الذي يربط بين محطة الضخ والخزان.

كلمات مفتاحية: Espanet، شبكة التوزيع، الامداد، خزان، سوق الحد.

Résumé :

Cette étude vise à redimensionner le réseau de distribution d'eau potable de la ville de Souk El Had (W. Boumerdès) afin de répondre aux besoins actuels et futurs en eau potable de la population de la ville.

Cette étude repose sur l'estimation des besoins actuels et futurs en eau de la région et la détermination des dimensions et diamètres du réseau de distribution, ainsi que sur le calcul des vitesses et pressions du réseau à l'aide du logiciel EPANET.

Projeté et les dimensions de la conduite d'adduction qui reliant la station de pompage existante et le réservoir ont été déterminés.

Mots clés : EPANET, Réseau de distribution, adduction, réservoir projeté, Souk El Had.

Abstract :

This study aims to design again the drinking water distribution network of Souk El Had city (W. Boumerdès) in order to meet the actuel and futur drinking water needs of the population.

The study is based on the estimation of current and future drinkin water requirements in the region and the determination of the dimensions and diameters of the distribution network, as well as the calculation of the velocities and pressures of this network using the EPANET software.

In this context also the projected reservoir and the dimensions of the supply pipe connecting the existing pumping station and the reservoir were determined.

Key-words : EPANET, Distribution, adduction, projected reservoir, Souk el Had.

Introduction générale.....	111
1 - Chapitre I : Présentation de l'établissement lieu du stage.....	112
1. Introduction :.....	113
2. Direction des ressources en eau :	113
3. Organigramme de l'institution :	113
4. Les services de la direction :	114
4.1. Service administration et des moyens :	114
4.2. Service de l'hydraulique agricole :	114
4.3. Service de l'assainissement :	114
4.4. Service de modélisation des ressources en eau :	115
4.5. Service de la mobilisation en eau potable :	115
5. Conclusion :.....	116
2 - Chapitre II : Situation de la zone d'étude	117
1. Introduction :.....	118
2.Présentation de site d'étude :	118
2.1. Situation géographique :.....	118
2.2. Situation topographique :	119
2.3. Situation géologique :.....	119
2.4. Situation Hydrographie :	119
2.5. Situation sismique :	119
2.6. Climatologie :	20
2.7. Situation démographie :.....	20
2.8. Situation hydraulique :	20
2.8.1. Eaux superficielles :	20
2.8.2. Eaux Souterraines :.....	21
3. Conclusion :.....	21
3 - Chapitre III : Diagnostic des ouvrages de production et du réseau de distribution...	22

1.	Introduction :	23
2.	L'état des forages :	23
3.	Etat de la station de pompage :	23
4.	L'état des ouvrages de stockage :	24
5.	L'état du réseau de distribution :	25
6.	Conclusion :	26
4 - Chapitre IV : Estimation des besoins en eau		27
1.	Introduction :	28
2.	Estimation des besoins en eau potable de Souk El Had :	28
2.1.	Estimation de la population :	28
2.2.	Estimation des besoins en eau :	29
2.2.1.	Les types des besoins :	29
2.2.2.	Récapitulation de la consommation moyenne :	30
2.2.3.	Détermination de la consommation maximale et minimale journalière :	31
2.2.4.	Bilan de comparaison (production – besoin) :	32
2.2.5.	Détermination de la consommation maximale et minimale horaire :	33
3.	Conclusion :	36
5 - Chapitre V : Dimensionnement du réservoir		37
1.	Introduction :	38
2.	Le rôle des réservoirs :	38
3.	Classification des réservoirs :	38
4.	Choix du type de réservoir :	39
5.	Équipements des réservoirs :	39
5.1.	Conduite d'adduction :	40
5.2.	Conduite de distribution :	40
5.3.	Conduite de trop plein :	41
5.4.	Vidange :	41

5.5. By-pass :	42
5.6. Ligne pilote :	42
5.7. Matérialisation de la réserve d'incendie :	42
6. Détermination de la capacité de réservoir :	44
6.1. Méthode analytique :	44
7. Dimensionnement de réservoir projeté :	46
7.1. La section du réservoir :	46
7.2. Diamètre du réservoir :	46
7.3. Calcul de la hauteur de réserve de feu prévue du réservoir :	47
7.4. Les caractéristiques de réservoir :	47
8. Conclusion :	47
6 - Chapitre VI : Dimensionnement de la conduite d'adduction	48
1. Introduction :	49
2. Types d'adduction :	49
3. Quelques notions simples sur l'adduction :	49
3.1. Choix du tracé :	49
3.2. Profil d'une adduction :	50
3.3. La ligne piézométrique :	50
3.4. Choix des types des conduites :	50
4. Adduction par refoulement :	51
4.1. Calcul de diamètre économique :	51
4.2. Calcul des pertes de charge :	52
4.3. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT) :	53
4.4. Calcul de suppression et de dépression dans la conduite de refoulement :	54
5. Conclusion :	56
7 - Chapitre VII :	57
Dimensionnement du réseau de distribution	57

1.	Introduction :	58
2.	Des notions sur la distribution :	58
2.1.	Classification des réseaux de distribution :	58
2.2.	Choix du tracé:.....	59
2.3.	Choix du type des conduites :	59
3.	Schéma du réseau proposé :	59
4.	Calcul hydraulique du réseau de distribution :	60
4.2.	Détermination de débit du réseau :	60
4.2.1.	Débit spécifique :	60
4.2.2.	Débit en route :	61
4.2.3.	Le débit aux nœuds :	61
5.	Modélisation et simulation du réseau :	61
5.1.	Présentation du logiciel EPANET :	61
5.2.	Utilisation du logiciel EPANET :	62
5.3.	Modélisation du réseau :	62
5.4.	Le première scénario :	63
5.5.	Le deuxième scénario : Installation des vannes :	65
6.	Conclusion :	70
	Conclusion générale	71

Liste des tableaux

Tableau 1:Caractéristiques du champ de captage Souk el Had	21
Tableau 2 :la quantité d’eau refoulée le mois d’aout 2015.	21
Tableau 3:les caractéristiques des réservoirs.....	24
Tableau 4: Les types des conduites du réseau de distribution d’eau potable	25
Tableau 5:Estimation de la population sur l’horizon considéré (30ans)	29
Tableau 6: Les besoins domestiques pour les différents horizons	30
Tableau 7: Les besoins d’équipements pour les différents horizons	30
Tableau 8: Récapitulation de la consommation moyenne journalière.....	31
Tableau 9: Le débit maximale journalier à différent horizon	32
Tableau 10: Représentation Le débit minimal journalier à différent horizon	32
Tableau 11: Bilan de comparaison (production – besoin).....	33
Tableau 12: Les valeurs de β_{max} en fonction du nombre d’habitants	34
Tableau 13: Les valeurs de β_{max} en fonction du nombre d’habitants	35
Tableau 14: Diverses valeurs des débits maximums et minimums horaire.....	35
Tableau 15: Variation des débits horaires	45
Tableau 16: Résultats de calcul de volume du réservoir	46
Tableau 17: résultats de dimensionnement du réservoir projeté	47
Tableau 18: Les caractéristiques du réservoir projeté	47
Tableau 19: Résultats de calcul du débit et des diamètres	52
Tableau 20: Coefficient K, m, β pour différent types du tuyau (Lynda, 2019).....	53
Tableau 21: calcul de perte de charge de la conduite d’adduction.....	53
Tableau 22: Résultats de calcul HMT	53
Tableau 23:Résultats de calcul de coup de bélier.....	55
Tableau 24: Résultats de calcul de coup de bélier.....	56

Tableau 25: Les résultats de simulation aux niveaux des conduites	66
Tableau 26: les résultats de simulation aux nœuds	68

Liste des figures

Figure 1 : Organigramme de la direction des ressources en eau (DRE)	13
Figure 2 : Situation géographique de la ville de Souk El Had	18
Figure 3 : Vue générale de l’abri	23
Figure 4: Vue d’intérieur de la Station de pompage.....	24
Figure 5: Schéma type du réservoir projeté.....	39
Figure 6: Adduction avec chute libre et Adduction noyée	40
Figure 7: Conduite de distribution.....	41
Figure 8: Trop plein, vidange et quelques autres équipements	41
Figure 9: By-pass entre adduction et distribution.....	42
Figure 10: Système à deux prises	43
Figure 11: Système à siphon.....	43
Figure 12: Tracé de la conduite d’adduction de réservoir 2000 m ³	50
Figure 13: Différentes architectures de réseaux :(a) maille et (b) ramifié.....	58
Figure 14: Schéma du réseau de distribution d’eau potable proposé	60
Figure 15: Simulation de fonctionnement du réseau sous le logiciel EPANET.....	64
Figure 16: Le deuxième scénario	65

Liste des abréviations

ΔH_T : La perte de charges totale

ADE : l'Algérienne des Eaux

AEP : Alimentation en eau potable

B : La valeur maximale du coup de bélier

C_{ST} : La cote de station de pompage

C_{TTPR} : La cote réservoir + la hauteur

D : dotation journalière, : Diamètre intérieur de la conduite

DRE : Direction des Ressources en Eau

e : Epaisseur de la conduite, : Epaisseur de la conduite

g : Accélération de la pesanteur

H : hauteur de la lame d'eau

Hg : Hauteur géométrique, : La hauteur géométrique de refoulement

HMT : Hauteur manométrique totale

K : La rugosité absolue, : Coefficient qui dépend de la conduite

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

$K_{min,j}$: Le coefficient d'irrégularité minimale journalière

$K_{max,h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire

$K_{min,h}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire

L : la longueur entre le réservoir de point défavorable

Longueur du tronçon concerné : Longueur du tronçon concerné

m : Coefficient qui tient compte de la correction du diamètre en fonction du matériau

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

N : Nombre d'habitant

P_0 : Population à l'année de référence

PEHD : Polyéthylène haute densité

P_{max} : Résidu maximale dans le réservoir, : Valeur de la suppression

P_{\min} : Valeur de la dépression

P_n : Population pour l'horizon considéré

PNE : Plan National de l'Eau

$Q_{\max h}$: Débit maximum horaire

$Q_{\max j}$: débit maximale journalière, : débit maximale journalière

$Q_{\text{moy}j}$: consommation moyenne journalière, : débit moyen journalier

Q_{ni} : débit au nœud considéré

Q_r : Débit en route

Q_{ri} : débit en route

q_{sp} : Débit spécifique

Q_{sp} Débit spécifique

RGPH : Recensement General de la Population et de l'Habitat

RPA : Règles Parasismiques Algériennes

S : section de réservoir

SPET Système de Transfert de l'Eau Potable

t : Taux d'accroissement annuel de la population

TP : Temps de pompage

V_0 : La vitesse d'écoulement

V_{inc} : Volume d'incendie

V_r : Volume résiduel du réservoir, : volume totale de réservoir projeté

V_t Volume total du réservoir

α : Célérité de propagation d'onde

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération

β : Coefficient qui tient compte du régime d'écoulement

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population

β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population

Introduction générale

L'eau est l'un des principaux facteurs qui contribuent au développement de toute région dans tous les aspects de la vie, qu'elle soit économique, sociale, culturelle...etc.

Par conséquent, il doit y avoir une exploitation adéquate des ressources en eau de la région en présence d'ingénieurs et de techniciens hautement qualifiés dans le domaine de l'hydraulique.

Ce travail est lié à l'étude du développement l'alimentation d'eau potable (adduction et distribution) dans Souk El Had, dans la wilaya de Boumerdès.

Le travail présenté dans ce rapport vise à améliorer le stockage et la distribution en eau potable de la station de pompage dans la quantité et la pression requises. Afin d'atteindre les objectifs, ce travail s'articulera autour des points suivants :

- ✚ En premier lieu une présentation générale sur la direction des ressources en eau « DRE » de la wilaya de Boumerdès est décrite, où j'ai effectué mon stage de fin d'étude.
- ✚ En second lieu, le lieu d'étude et leurs différentes caractéristiques naturelles et géographiques sont présentés.
- ✚ Troisièmement, l'estimation des différents besoins des infrastructures, pour satisfaire les besoins de l'horizon futur aux 2051 ans est détaillée.
- ✚ Quatrièmement, le dimensionnement de réservoir projeté à l'horizon futur est entamé.
- ✚ Cinquièmement, le dimensionnement de conduite est abordé.
- ✚ Sixièmement, le dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable est décrit.
- ✚ Enfin, ce présent rapport se clôture par une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation de

l'établissement lieu du stage

1. Introduction

Dans le cadre de la licence professionnelle proposée à l'Institut de Technologie de Bouira, j'ai effectué un stage de 3 mois la Direction des Ressources en Eau « DRE » de la wilaya de Boumerdès. Dans le but d'entrer dans le milieu professionnel et d'essayer d'apprendre de nouvelles notions par le contact avec les ingénieurs et techniciens dans le domaine de l'hydraulique, en plus de faire un mémoire de fin d'étude afin d'obtenir un diplôme (licence professionnelle) en génie de l'eau.

2. Direction des ressources en eau

La direction des ressources en eau (anciennement Direction de l'Irrigation) est une institution gouvernementale qui a été créée - en 1984. En 2011, son nom a été changé en direction des ressources en eau et de l'environnement à Boumerdes. Ses tâches sont de déterminer les besoins en eau potable du secteur des ressources en eau et d'assainir les eaux usées.

3. Organigramme de l'institution

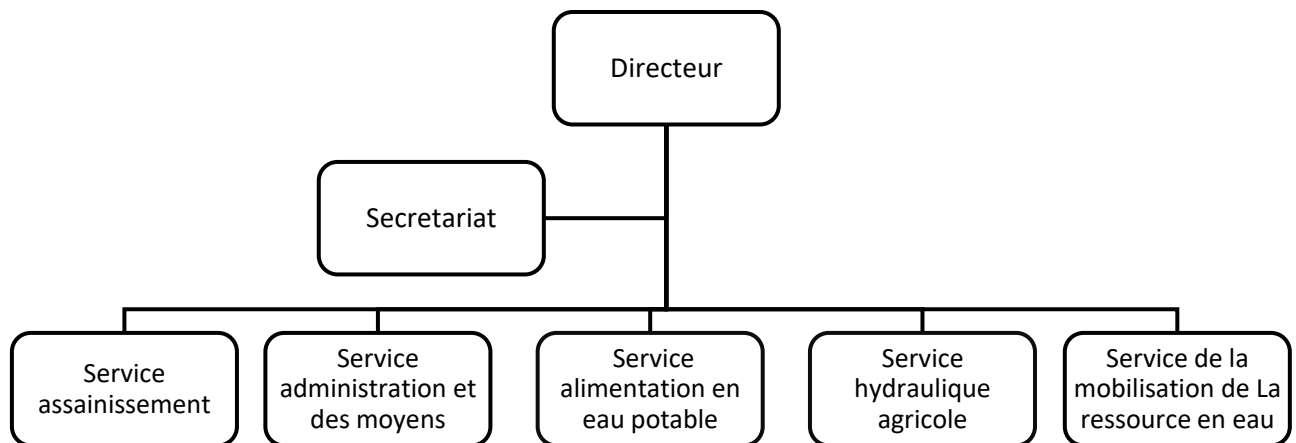



Figure 1 : Organigramme de la direction des ressources en eau (DRE)

4. Les services de la direction

4.1. Service administration et des moyens

 Ce service est composé de 03 Bureaux :

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


 Ce service est chargé de :

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

4.2. Service de l'hydraulique agricole


 Ce service est composé de 02 bureaux :

- Bureau d'études et de travaux.
- Bureau de suivi de gestion et d'accueil.


 Ce service est chargé de :

- Préparer des programmes de développement de l'irrigation agricole.
- Assurer le suivi des programmes de développement de l'irrigation agricole.
- Rassembler les éléments essentiels de l'arrosage et du drainage.

4.3. Service de l'assainissement


 Ce service est composé de 03 bureaux :

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


 Ce service est chargé de :

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

4.4. Service de mobilisation des ressources en eau

 Ce service est composé de 3 bureaux à savoir :

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


 Ce service est chargé de :

- Élaborer un programme d'action pour la mobilisation de la ressource superficielle et souterraine.
- Assurer la maîtrise d'ouvrage, le suivi de la réalisation des différents projets.
- Veiller au respect des normes de réalisation des ouvrages.
- Veiller à la bonne exploitation, gestion ainsi que l'entretien de différents ouvrages de, mobilisation de la ressource.
- Constituer une banque de données sur la connaissance, la mobilisation, l'utilisation et la conservation de l'eau au niveau la Wilaya.

4.5. Service de la mobilisation en eau potable

 Le service est constitué de 03 bureaux à savoir :

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

 Il est chargé de :

- De participer aux études ainsi qu'à la programmation des projets d'alimentation en eau potable.
- D'assurer la maîtrise de l'ouvrage, le suivi de la réalisation du projet d'alimentation en eau potable ainsi que de veiller au respect des normes de réalisation du projet.
- De veiller à la bonne gestion et au bon fonctionnement du service public d'alimentation en eau potable.

5. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons fait la connaissance de la Direction des Ressources en Eau (DRE) dans son histoire d'origine, ainsi que sa division administrative et les différentes tâches qu'elle supervise au niveau de wilaya de Boumerdes. En effet, la direction compte cinq (05) services différents qui assurent les différentes missions de la DRE.

Mon stage a été effectué au niveau de cette direction, où on a opté pour l'étude de dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable de la ville de Souk El had comme sujet du mon projet de fin d'étude.

Chapitre II : Situation de la zone d'étude

1. Introduction

Dans ce chapitre, nous présenterons l'état de la région sous plusieurs aspects (géographie, topographie, eau et caractéristiques climatiques). Ces informations aident à faciliter l'étude et à réduire les coûts de construction.

2. Présentation de site d'étude

2.1. Situation géographique

La commune de Souk El Had se situe au centre de la Wilaya de Boumerdès, à 20 Km au sud du chef-lieu de la Wilaya et à 50 Km à l'Est de de la capitale (Alger), Elle s'étend sur une superficie de 1780 ha, et elle est limitée comme suit :

- Au Nord-Est, par la commune de Si Mustapha.
- Au Sud, par la commune de Béni Amrane.
- A l'Ouest et au Nord –Ouest, par la commune de Thénia.
- A l'Est, par la commune d'isser.

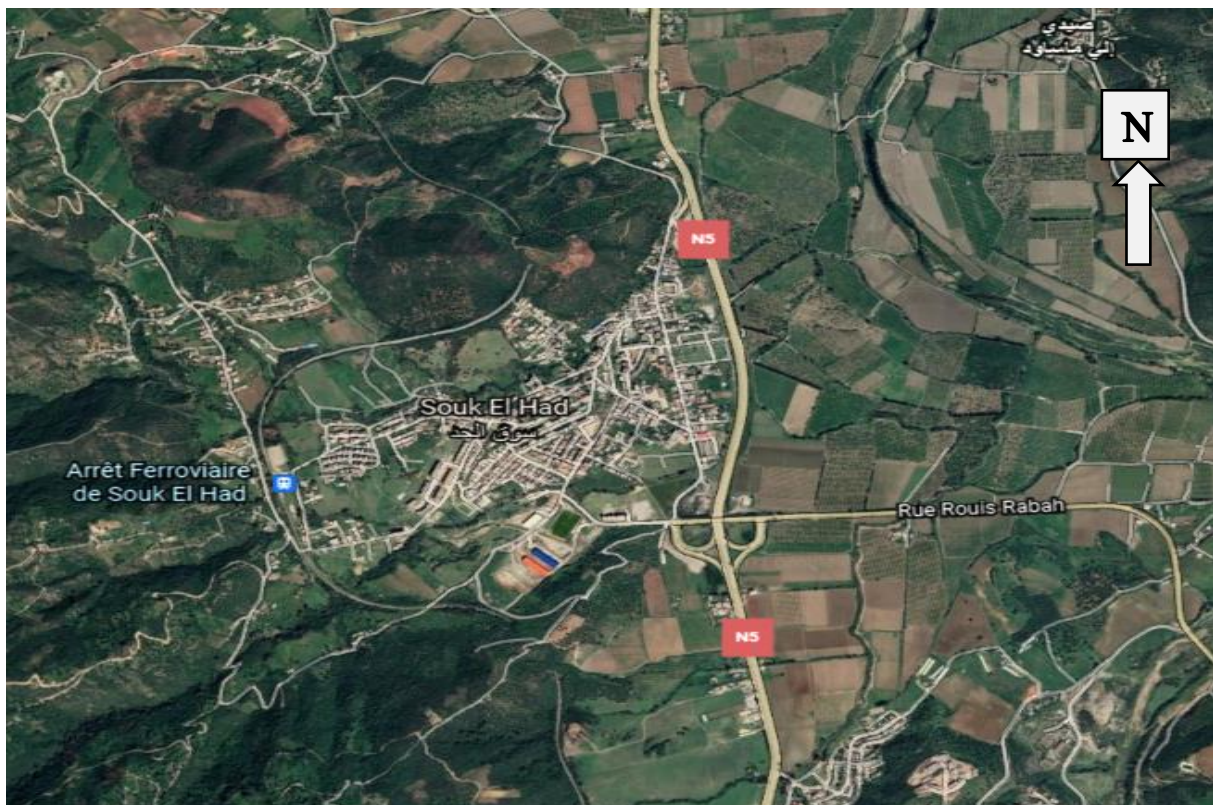


Figure 2 : Situation géographique de la ville de Souk El Had

2.2. Situation topographique

La ville de Souk El Had est élevée à environ 37m au-dessus du niveau de la mer. L'endroit le plus élevé est de cote de 207 m et se situe au Nord-ouest de la commune (Dajebel Balloul).

Le territoire de la commune de Souk El Had s'inscrit dans un domaine dont la morphologie dominante correspond à des reliefs collinaires à sommets arrondis, en reliefs montagneux et les bas des versants (DRE de Boumerdes).

2.3. Situation géologique

L'étude stratigraphique des principaux affleurements de ce territoire montre que les terrains appartiennent au domaine post-nappes, qui est caractérisé par des formations néogènes et miocènes souvent argilo-marneuses (DRE de Boumerdes).

2.4. Situation Hydrographie

Le réseau hydrographique dans cette commune est partagé entre les principaux oueds suivants :

- L'oued Tissa : qui coule directement vers la vallée d'Isser, d'une orientation Ouest-Est.
- L'oued Tifa : qui passe au sud de la commune de Souk El Had et qui prend une allure Sud-Ouest – Nord-Est (DRE de Boumerdes).

2.5. Situation sismique

Selon le nouveau Zoning établi par le RPA 2003 la commune de Souk El Had est classée dans la zone « II b » (sismicité moyenne) c'est pourquoi, toute construction qui sera érigée sur le territoire de la commune doit respecter les règles parasismiques en vigueur (DRE de Boumerdes).

2.6. Climatologie

La commune de Souk El Had se caractérise par un étage bioclimatique de type méditerranéen (DRE de Boumerdes).

- Une période pluvieuse et humide, du mois d'Octobre jusqu'au mois de Mai, avec une moyenne de 763mm/an.
- Une période chaude et sèche, du mois de Juin jusqu'à Septembre, avec peu de précipitations 53mm/an.
- Une température maximale de 33.8°C et minimal de 7.6 °C.
- Les vents dominants sont ceux du Sud-Ouest (prolongement de la vallée de l'oued Isser).

2.7. Situation démographique

Selon RGPH 2015, la population au chef-lieu de Souk el had est de 6 890 habitants. Le taux d'accroissement est de 2,4 % (DRE de Boumerdes).

2.8. Situation hydraulique

2.8.1. Eaux superficielles

La Wilaya de Boumerdès a enrichi ses potentialités en eaux potables, à partir du barrage de TAKSEBT. Ce dernier est situé à l'Est de la ville de Tizi Ouzou.

Plusieurs agglomérations bénéficient des eaux régularisées par ce barrage et parmi elles ; la commune de Beni Amrane, Souk el Had, Ammal, village de la commune de Tijelabine, villages de la commune de Kadara.

Actuellement le débit moyen journalier affecté à partir du SPET (Système de Transfert de l'Eau Potable) à la station centrale de souk El Had pour l'AEP de (commune de Beni Amrane, Souk el Had, Ammal, village de la commune de Tijelabine et villages de la commune de Kadara.) est égal à 87 l/s soit 7516,8 m³/j. (ADE (production de mois Aout 2015)).

2.8.2. Eaux Souterraines

La commune de Souk El Had, qui s'est approvisionnée en matière d'alimentation en eau souterraines à partir de trois forages suivants :

Tableau 1:Caractéristiques du champ de captage Souk el Had

Ressources	Production (l/s)	Production (m ³ /j)	Observation	Agglomérations Desservies
SPET	87	7516.8	En service	Beni Amrane, Souk el Had, Ammal, village de la commune de Tijelabine et villages de la commune de Kadara
F4	10	864	En service	
F5	20	1728	En service	
F21	0	0	En Arrêt	
Total	117	10109		

Selon le service gestionnaire ADE la quantité d'eau refoulée pendant le mois d'août 2015 vers SOUK EL HAD est représentée dans le tableau suivant :

Tableau 2 :la quantité d'eau refoulée le mois d'août 2015.

Agglomération	Production (m ³ /j)	Production (l/s)	Réservoir destiné
SOUK EL HAD	1884	21.81	200m ³ +300m ³

3. Conclusion

Connaître la situation de la zone d'étude et ses différentes ressources en eau nous permettra de choisir le système d'approvisionnement en eau le plus efficace dans cette région tout en minimisant les coûts.

Chapitre III :

Diagnostic des ouvrages de production et le réseau de distribution

1. Introduction

Dans le cadre de cette étude intitulée Diagnostic et réaménagement du réseau de distribution d'eau potable de la ville de Souk El Had, nous avons décrit les défauts et l'état des puits et de leurs équipements hydrauliques afin d'obtenir un meilleur fonctionnement et d'améliorer leurs performances.

2. L'état des forages

La zone de Souk el Had possède trois puits (F4, F5, F21). La plupart des puits sont en bon état, mais nécessitent un entretien externe (repeinture, fixation de l'éclairage et clôture autour des côtés du puits).

Concernant l'état de l'équipement, nous n'avons pas pu l'atteindre en raison des portes soudées par le responsable de ADE.



Figure 3 : Vue générale de l'abri

3. Etat de la station de pompage

Au niveau de la station de pompage, nous avons observé que la plupart des tuyaux sont corrodés et la plupart ont des manomètres qui ne fonctionnent pas, et nous avons observé une détérioration avancée au niveau des pompes.

Il a été conclu de notre visite que la station de pompage nécessite le renouvellement de l'équipement hydromécanique, y compris les pompes.



Figure 4: Vue d'intérieur de la Station de pompage et l'état de la conduite de refoulement

4. L'état des ouvrages de stockage

Après avoir visité la zone de Souk El Had, nous avons remarqué que l'eau potable est stockée dans la zone à travers trois réservoirs R1, R2 et R3 (Tableau 3). Après avoir inspecté les réservoirs, nous avons constaté qu'ils étaient en bon état. Dans le même cadre, nous avons recueilli les caractéristiques des réservoirs et examiné l'état de l'équipement, qui était en relativement bon état.

Tableau 3: les caractéristiques des réservoirs

	Réservoir R ₁	Réservoir R ₂	Réservoir R ₃
Capacité (m³)	300	200	100
Forme géométrique	Circulaire-semi enterré	Circulaire- enterré	Circulaire- enterré
Nature de l'ouvrage	En Béton armé	En Béton armé	En Béton armé
Année de mise en service	1988	1948	-
La zone d'alimentation	Souk el Had	Souk el Had	Grâacha
Cote radier (m)	105	130	169
Cote trop plein (m)	109	132	172

5. L'état du réseau de distribution

Le réseau de distribution d'eau potable de la région de Souk El Had a été divisé en deux zones comme suivant :

- La zone haute est alimentée par le réservoir R2 de capacité de 200 m³.
- La zone basse est desservie par le réservoir R1 d'une capacité de 300 m³.

L'alimentation en eau potable de la zone haute de la ville de Souk El Had est gravitaire à partir du réservoir (R2, 200m³) par une conduite principale de diamètre Ø150 mm en Amiante Ciment sur un linéaire de 1780 m, et aussi par l'intermédiaire des réseaux maillés et ramifiés avec des différents matériaux variant entre l'acier, Acier galvanisé, l'amiante ciment, et le PEHD.

L'alimentation en eau potable de la zone basse de la ville de Souk El Had est gravitaire à partir du réservoir (R1) 300m³ par une conduite principale de diamètre 200 mm en Amiante Ciment sur un linéaire de 888 m, et aussi par l'intermédiaire des réseaux maillés et ramifiés avec des différents matériaux variant entre l'Acier, l'amiante ciment, PVC et le PEHD.

Tableau 4: Les types des conduites du réseau de distribution d'eau potable

Matériau	Linéaire (m)	Linéaire (%)
Amiante Ciment	5806	41.44
PEHD	3603	25.72
Acier Galvanisé	1956	13.96
PVC	1481	10.57
Acier	1162	8.3
Total	14008	100

Remarque

- Le réservoir R3 de 100 m³ est utilisé pour alimenter la zone de Graacha.
- Le réseau fonctionne actuellement à plein temps (24/24) et il n'y a pas d'arrêt sauf en cas de travaux de réparation (fuite, changement de canalisation, ...etc).

6. Conclusion

L'étude diagnostique du réseau d'eau potable de la ville, Souk el Had, a permis de déterminer les composantes et l'état du réseau, les différentes modalités d'approvisionnement en eau des zones et l'état des petites canalisations. Cette identification permet de proposer la réalisation de travaux qui permettraient la réhabilitation du réseau de distribution d'eau potable par la suite.

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau

1. Introduction

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération est la phase primaire dans la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable.

Les besoins en eau d'une agglomération dépendent de plusieurs paramètres :

- du type d'agglomérations.
- du niveau de vie.
- des différent équipements existents.
- du taux d'accroissement de la population.

Une bonne étude de l'alimentation en eau potable d'une agglomération nécessite la connaissance de ces paramètres fondamentaux pour le bon dimensionnement du réseau de distribution.

2. Estimation des besoins en eau potable de Souk El Had

2.1. Estimation de la population

Cette analyse est nécessaire pour évaluer les besoins en eau à différents horizons sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par l'équation suivante :

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

Avec :

P_n : Population pour l'horizon considéré.

P₀ : Population à l'année de référence.

t : Taux d'accroissement annuel de la population. (%) t=2.4% (fixe avec la DRE de Boumerdes)

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré (30 ans). **n**= 2051-2021 =30ans.

Selon RGPH 2021, la population au chef-lieu du Souk El Had est de 8 114 habitants.

Tableau 5: Estimation de la population sur l'horizon considéré (30ans)

Horizons	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2031	2041	2051
Taux d'accroissement (%)	-	2.4	2.4	2.4
Population	8 114	10 286	13 039	16 529

Donc à l'horizon de l'année 2051, le nombre d'habitants de l'horizon d'étude sera de 16 529 habitants.

2.2. Estimation des besoins en eau

2.2.1. Les types des besoins

2.2.1.1. Besoins Domestiques

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière de la zone conne

Cernée par l'étude, est égale à la dotation multipliée par le nombre total des habitants. Elle est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = \frac{D \times N}{1000} \text{ m}^3/\text{j}$$

- $Q_{\text{moy j}}$: consommation moyenne journalière (m^3/j).
- D : dotation journalière ($D = 200 \text{ l/j/hab}$).
- N : Nombre d'habitants (hab).

Tableau 6: Les besoins domestiques pour les différents horizons

Horizons	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2031	2041	2051
Nombre d'habitant (hab).	8 114	10 286	13 039	16 529
Dotation (l/hab/j)	200	200	200	200
Débit moy j (m³/j)	1 623	2 057	2 608	3 306

2.2.1.2. Besoins d'équipements

En raison du manque de données sur les équipements prévus et de l'absence d'informations sur les unités existantes et projetées au niveau de la zone d'activité, nous nous sommes référés à l'étude de mise à jour du Plan National de l'Eau (PNE) Algérie, (Tâche 2 - Partie IV(voir annexe N°6)).

Vu que la population entre 10 000 et 20 000 habitants, on peut considérer la zone d'étude comme une zone urbaine, donc le taux de majoration des équipements est estimé à 40% d'après le tableau suivant :

Résultats

Tableau 7: Les besoins d'équipements pour les différents horizons

Horizon	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2031	2041	2051
Besoins administratifs (m³/j)	325	411	522	661
Besoins commerciaux (m³/j)	162	206	261	331
Besoins industriels (m³/j)	162	206	261	331
Total (m³/j)	649	823	1 044	1 322

2.2.2. Récapitulation de la consommation moyenne

La consommation moyenne journalière de la zone de Souk el Had est égale à la somme des besoins domestiques et des équipements de la même zone.

Tableau 8: Récapitulation de la consommation moyenne journalière

Horizon	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2031	2041	2051
Besoins domestique (m ³ /j)	1 623	2 057	2 608	3 306
Besoins des équipements (m ³ /j)	649	823	1 044	1 322
Besoins domestique + équipements (m ³ /j)	2 272	2 880	3 652	4 628

2.2.3. Détermination de la consommation maximale et minimale journalière

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière, elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités $K_{\max j}$ et $K_{\min j}$.

✚ Le coefficient d'irrégularité maximale journalière est définie comme étant le rapport :

$$K_{\max j} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy}j}}$$

Donc :

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

Avec :

- $Q_{\text{moy}j}$: débit moyen journalier(m³/j).
- $Q_{\max j}$: débit maximal journalier(m³/j).
- $K_{\max j}$: coefficient d'irrégularité maximale, sa valeur varie entre 1.3 et 1.6(Dans notre cas $K_{\max j}=1.4$).

Résultats

Tableau 9: Le débit maximale journalier à différent horizon

Horizon	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2031	2041	2051
Q moy j (m3/jour)	2 272	2 880	3 652	4 628
K max j	1.4			
Q max j (m3/j)	3 181	4 032	5 113	6 479

✚ Le coefficient d'irrégularité minimale journalière est définie comme étant le rapport :

$$K_{\min j} = \frac{\text{Consommation minimale journalière}}{\text{Consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moy j}}}$$

Donc :

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

- **Qmoyj** : débit moyen journalier(m³/j).
- **Q_{min j}** : débit maximale journalier(m³/j).
- **K_{min j}** : coefficient d'irrégularité maximale, sa valeur varie entre 0.7 et 0.9(Dans notre cas **K_{min j}** =0.8).

Résultats

Tableau 10: Représentation Le débit minimal journalier à différent horizon

Horizon	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2031	2041	2051
Q moy j (m³/j)	2 272	2 880	3 652	4 628
K min j	0.8			
Q min j (m³/j)	1 818	2 304	2 293	3702

2.2.4. Bilan de comparaison (production – besoin)

Afin de définir les besoins de la zone avec une grande précision, il faut connaître les besoins nets sans les ressources disponibles :

Tableau 11: Bilan de comparaison (production – besoin)

Horizon	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2031	2041	2051
Q max j (m³/j)	3 181	4 032	5 113	6 479
Production (m³/j)	1884			
Déficit (m³/j)	1 297	2 148	3 229	4 595

Remarque

D'après les résultats sus-cités nous remarquons que la quantité d'eau refoulée pour la ville de Souk El Had n'est pas suffisante, donc il faut mobiliser 2148 m³/j à court terme, 3229 m³/j à moyen terme et 4595 m³/j à long terme.

2.2.5. Détermination de la consommation maximale et minimale horaire :

Le débit horaire joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau, car le débit circulant vers les consommateurs varie en fonction du temps. De plus, il nous renseigne sur la consommation maximale par heure et par jour. Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale. Ils sont exprimés par les formules suivantes :

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

et

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \cdot Q_{\text{moy},h} \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Avec :

- $Q_{\max,h}$: débit maximale horaire en m³/h.
- $Q_{\min,h}$: débit minimale horaire en m³/h.

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

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\text{max,h}}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire par la journée. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$K_{\text{max,h}} = \alpha_{\text{max}} \cdot \beta_{\text{max}}$$

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, il varie entre 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas, nous prenons $\alpha_{\text{max}} = 1,35$.
- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 12: Les valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	< 1000	1 500	2 500	4 000	6 000	10 000	20 000	30 000	100 000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 16 529 hab. Donc $\beta_{\text{max}} = 1,27$ d'où la valeur de $K_{\text{max,h}}$ sera :

$$K_{\text{max,h}} = 1,35 \times 1,27 = 1,71$$

Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\text{min,h}}$)

Ce coefficient représente la diminution de la consommation horaire par la journée. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\min} et β_{\min} ; tel que :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min}$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, il varie entre 0,4 à 0,6 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas, nous prenons $\alpha_{\min} = 0,5$.
- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau suivant donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau 13: Les valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	< 1000	1 500	2 500	4 000	6 000	10 000	20 000	30 000	100 000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 16 529 hab. Donc $\beta_{\max} = 0,46$ d'où la valeur de $K_{\min,h}$ sera :

$$K_{\min,h} = 0,5 \times 0,46 = 0.23$$

Résultats

Tableau 14: Diverses valeurs des débits maximums et minimums horaire ($Q_{\max,h}$ / $Q_{\min,h}$)

Horizons	Actuel	Court terme	Moyen terme	Long terme
	2021	2031	2041	2051
$Q_{\text{moy } h} (m^3/h)$	95	120	152	193
$K_{\min h}$	0,23			
$Q_{\min h} (m^3/h)$	21.85	27.6	34.96	44.39
$K_{\max h}$	1.71			
$Q_{\max h} (m^3/h)$	162.45	205.2	259.92	330.03

3. Conclusion

L'estimation des besoins en eau potable de la zone de Souk El Had nous a permis de déterminer les différents débits qui seront nécessaires pour évaluer les capacités optimales des ouvrages de stockage, ainsi que les diamètres des conduites que ce soit de la conduite d'adduction ou du réseau de distribution d'eau potable adaptés à l'horizon de l'année 2051.

Chapitre V : Dimensionnement du réservoir

1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage aménagé pour contenir l'eau et la redistribuer par la suite. Dans ce chapitre, nous définirons le volume et les dimensions du réservoir.

2. Le rôle des réservoirs

En dehors de leur rôle primordial, qui est le stockage, les réservoirs présentent les avantages suivants (Chabane, 2020) :

- ✓ Rôle de régulateur et accumulateur,
- ✓ Augmentation des pressions,
- ✓ Utilité pour briser la charge,
- ✓ Stockage de la réserve d'incendie,
- ✓ Gain d'énergie au niveau de la station de pompage.

3. Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés en plusieurs types comme suit (Riyad, 2018) :

D'après le matériau de construction :

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

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés,
- Semi-enterrés,
- Surélevé ou sur tour (château d'eau).

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires.
- Carrés.
- Rectangulaires.

4. Choix du type de réservoir

Vu le relief très accidenté de la zone d'étude, notre choix est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés (Figure 05), pour lesquels :

- L'étude architecturale simplifiée et moins sujette à critique.
- L'étanchéité est facile à réaliser.
- Conservation de l'eau à une température constante.
- Économie sur les frais de construction.

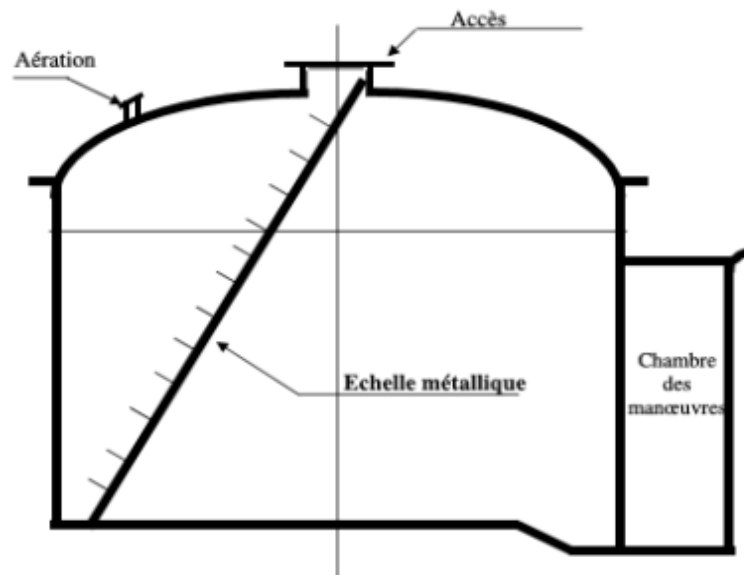


Figure 5: Schéma type du réservoir projeté

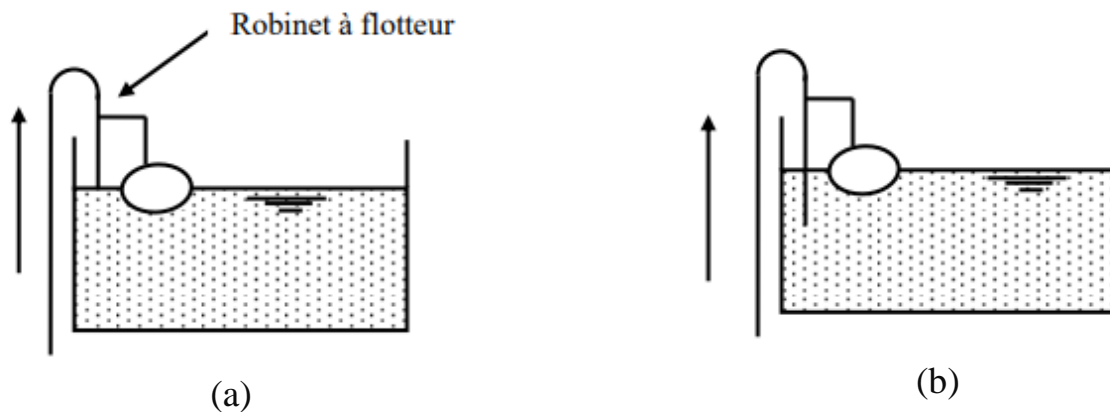
5. Équipements des réservoirs

Les réservoirs sont équipés des systèmes d'arrivée, de départ, de vidange et de trop plein, ainsi qu'un mécanisme de régulation de capteur du niveau d'eau dans la cuve commandant le fonctionnement des pompes qui l'alimentent en eau. Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur.

5.1. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal :

- Obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ;
- Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.



L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau (a), ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée (b).

5.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20m au-dessus du radier en vue d'éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve. Il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau comme le montre la figure 07.

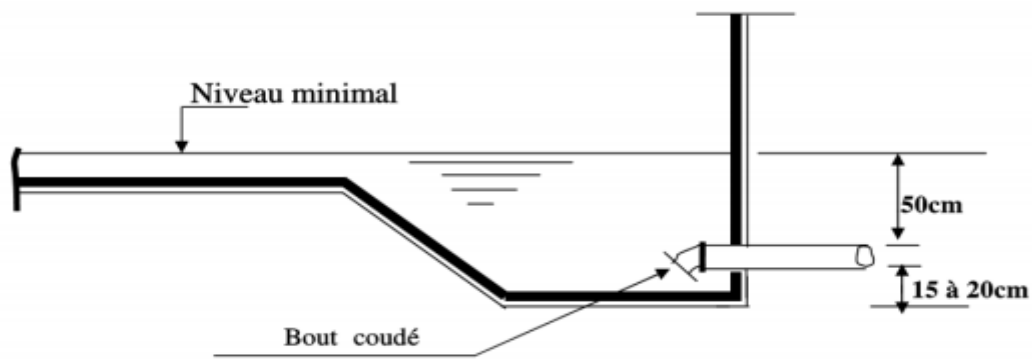


Figure 7: Conduite de distribution

5.3. Conduite de trop plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes ; la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourraient pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante (Figure 08).

5.4. Vidange

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop plein, elle comporte un robinet vanne (Figure 08). On l'utilise lorsqu'on prévoit une éventuelle réparation ou un nettoyage du réservoir.

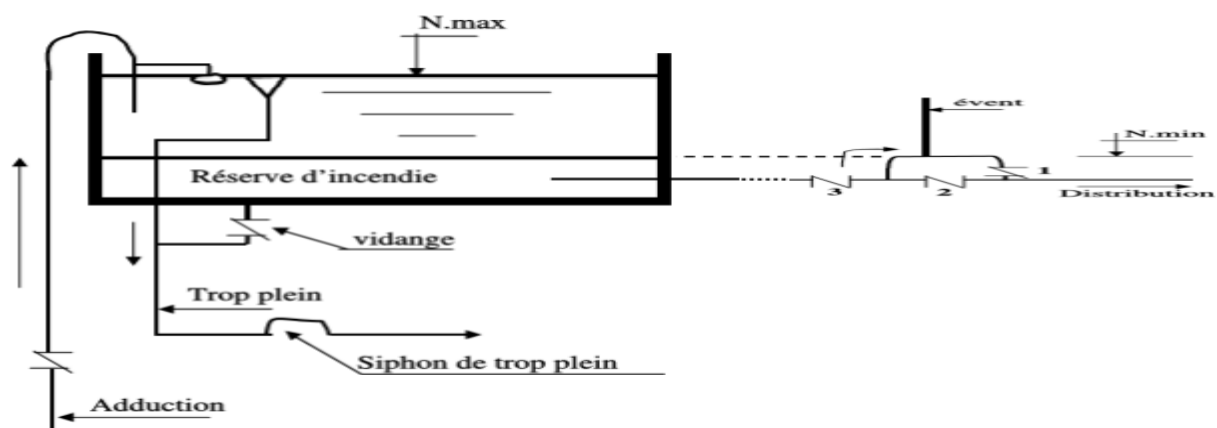


Figure 8: Trop plein, vidange et quelques autres équipements

5.5. By-pass

En cas d'indisponibilité (nettoyage) ou de réparation du réservoir, il est nécessaire de prévoir une communication entre les conduites d'adduction et de distribution. Elle s'effectue selon le schéma de la figure (09) : en temps normal 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée ; en by-pass, on ferme 1 et 3 et on ouvre

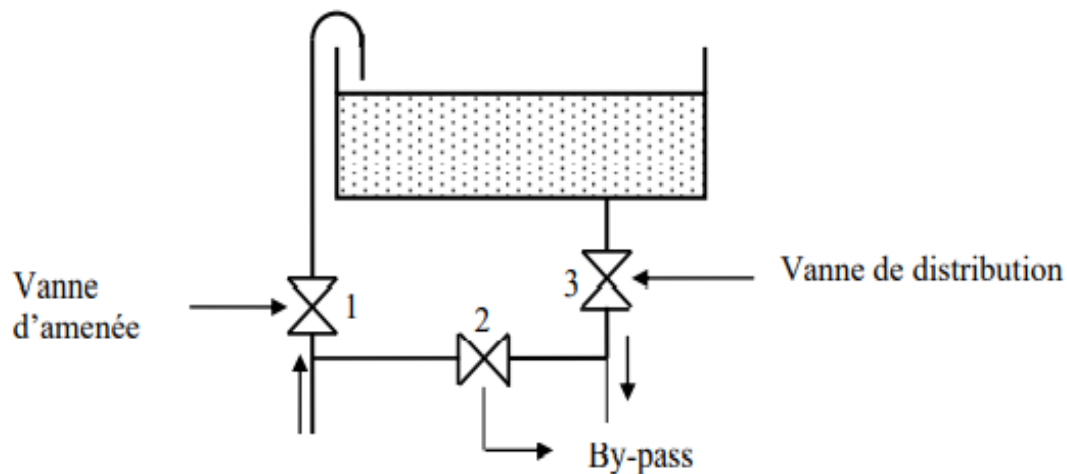


Figure 9: By-pass entre adduction et distribution

5.6. Ligne pilote

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur.

5.7. Matérialisation de la réserve d'incendie

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

- Système à deux prises (Figure 10) :
 - En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouvert.
 - En cas d'incendie, 1 est ouvert.

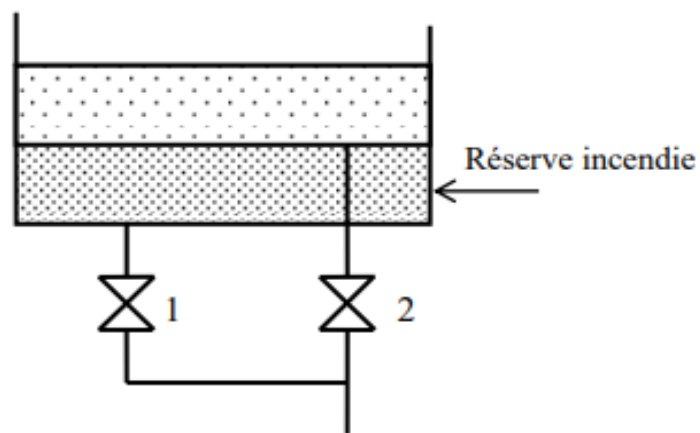


Figure 10: Système à deux prises

- Système à siphon (Figure 11), voir sa disposition en figure 8.
 - En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée.
 - En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

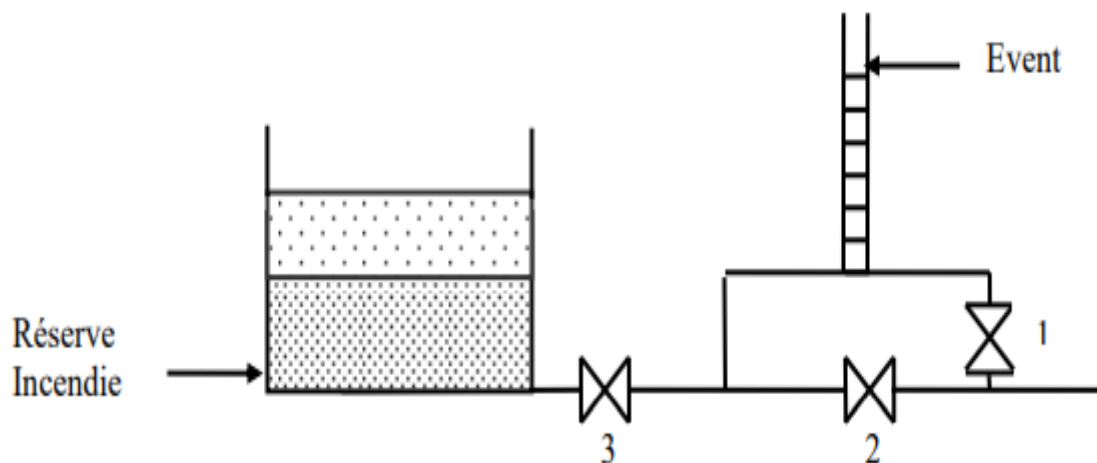


Figure 11: Système à siphon

Remarque

Schéma explicatif de réservoir : (voir annexes N°5).

6. Détermination de la capacité de réservoir :

Le mode d'exploitation des ouvrages et la variabilité du demande. la capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie Avec l'ajout de volume d'incendie estimé il y a Deux méthodes pour la déterminer :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

On utilise la méthode analytique

6.1. Méthode analytique

Elle est basée sur le régime de la consommation maximale journalière et le temps du fonctionnement de la pompe. Le volume total du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_t = V_r + V_{inc}$$

Avec :

V_t : Volume total du réservoir (m³).

V_{inc} : Volume d'incendie (120 m³).

V_r : Volume résiduel du réservoir (m³).

$$V_r = \frac{Q_{maxj} \times P_{max}\%}{100}$$

Et :

$$P_{max} \% = |V^+| (\%) + |V^-| (\%)$$

$P_{max}\%$: Résidu maximale dans le réservoir (%).

Remarque

Pour cette étude, le nombre d'habitants est entre 10 000 et 50 000 habitants. En effet, les valeurs de distribution sont représentées dans le tableau (voir l'annexe N°4).

Le tableau suivant représente les calculs du résidu maximal dans le réservoir de distribution pour avoir leur capacité :

Tableau 15: Variation des débits horaires

Heures	Apport	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu	Observation
	%	%	%	%	%	%
00-01	5	1.5	3.5		3.5	
01-02	5	1.5	3.5		7	
02-03	5	1.5	3.5		10.5	
03-04	5	1.5	3.5		14	
04-05	5	2.5	2.5		16.5	
05-06	5	3.5	1.5		18	
06-07	5	4.5	0.5		18.5	+V_{max}
07-08	5	5.5		-0.5	18	
08-09	5	6.25		-1.25	16.75	
09-10	5	6.25		-1.25	15.5	
10-11	5	6.25		1.25	14.25	
11-12	5	6.25		-1.25	13	
12-13	5	05		0	13	
13-14	5	05		0	13	
14-15	5	5.5		-0.5	12.5	
15-16	5	06		-1	11.5	
16-17	5	06		-1	10.5	
17-18	5	5.5		-0.5	10	
18-19	0	05		-5	5	
19-20	0	4.5		-4.5	0.5	
20-21	0	04		-4	-3.5	
21-22	0	03		-3	-6.5	-V_{min}
22-23	5	02	03		-3.5	
23-24	5	1.5	3.5		0	Réserve vide
Totale	100	100				

Remarque :

Les valeurs négatives des résidus indiquent le déficit d'approvisionnement (lors de la distribution) qu'on doit stocker dans le réservoir pour compenser ces déficits et assurer la continuité d'alimentation en eau.

Maintenant, on peut calculer la capacité totale du réservoir. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 16: Résultats de calcul de volume du réservoir

$ V^+ $ (%)	$ V^- $ (%)	P_{\max} (%)	$Q_{\max j}$ (m ³ /j)	V_r (m ³)	V_{inc} (m ³)	V_t (m ³)	V_t (m ³) (Normalisé)
18.5	6.5	25	6 479	1 620	120	1 720	2 000

7. Dimensionnement de réservoir projeté

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on calcule alors leur dimension à l'aide des formules :

7.1. La section du réservoir

On a : $V_r = S \times H$ donc : $S = V_r / H$

Avec :

V_r : volume total de réservoir projeté (m³).

S : section de réservoir (m²).

H : hauteur de la lame d'eau le plus souvent entre 3 et 6 m, on prend $H=4$ m.

7.2. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir est donné par la formule :

$$D = \sqrt{4Vt / \pi H}$$

7.3. Calcul de la hauteur de réserve de feu prévue du réservoir :

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2}$$

Tableau 17: résultats de dimensionnement du réservoir projeté

	La section (m ²)	Diamètre (m)	H _{inc} (m)
Réservoir projetée	500	25.23	0.24

7.4. Les caractéristiques de réservoir

Tableau 18: Les caractéristiques du réservoir projeté

Les paramètres de réservoir	Les valeurs
Débit maximal (m ³ /j)	6 479
P %	25
Volume de réservoir V _r (m ³)	1 720
Volume d'incendie V _{inc} (m ³)	120
Volume totale (m ³)	1 740
Volume normalisé (m ³)	2 000
Autonomie de distribution (heure)	20
Diamètre (m)	25.23
Hauteur d'incendie (m)	0.24

8. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons calculé la capacité et les dimensions du réservoir capable de répondre aux besoins de la zone du Souk El Had. Les calculs ont surgi un volume normalisé de 2000 m³.

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, il est nécessaire de dimensionner la conduite d'adduction, qui est détaillée dans le chapitre suivant.

Chapitre VI :

Dimensionnement de la

conduite d'adduction

1. Introduction

L'adduction est l'amenée de l'eau du point de captage jusqu'aux réservoirs de stockage ou de distribution. On distingue deux types d'adduction (Adduction gravitaire, Adduction par refoulement), cela dépend du relief de la région à alimenter, à savoir :

2. Types d'adduction

Les adductions peuvent être classées comme suit :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte (une combinaison entre adduction gravitaire et adduction par refoulement).

3. Quelques notions simples sur l'adduction

3.1. Choix du tracé

Le choix du tracé s'effectue en respectant le mieux possible les conditions suivantes (LAKHDAR, et al., 2019) :

- Choix d'un profil en long aussi régulier que possible afin de réduire les frais d'amortissement.
- Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et le transport du matériel.
- Éviter les contre pentes qui peuvent donner lieu à la formation des poches d'air, qui peuvent occasionner la rupture de la veine liquide, et qui peuvent aussi provoquer des désordres graves (vibrations, descellement des joints).

En prenant en considération les critères de choix, on a bien défini le tracé présenté dans la Figure suivante à l'aide de logiciel "Google Earth" :

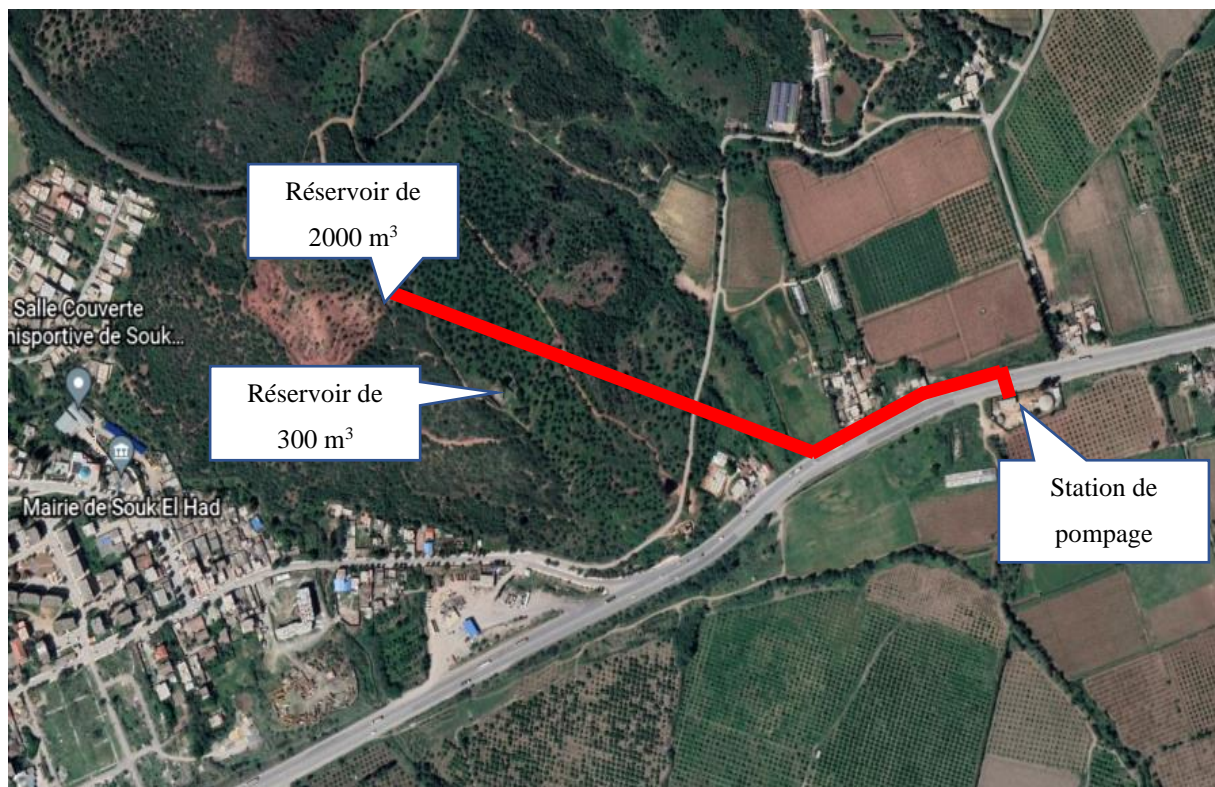


Figure 12: Tracé de la conduite d'adduction de réservoir 2000 m³

3.2. Profil d'une adduction

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de cette dernière. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain.

3.3. La ligne piézométrique

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction (LAKHDAR, et al., 2019)

3.4. Choix des types des conduites

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs critères, parmi lesquels :

- Le diamètre.
- La pression supportée.
- Les conditions d'installation.
- Le type de sol.
- Le revêtement.

La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique).

Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement de :

- La disponibilité.
- La durée de vie.
- Le prix unitaire.

4. Adduction par refoulement

4.1. Calcul de diamètre économique

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

• Formule de BONNIN : $D_1 = \sqrt{Q'}$

• Formule de BRESS : $D_2 = 1,5\sqrt{Q'}$

Avec :

D : Diamètre calculé de la conduite en (m).

Q' : Débit refoulé en (m³/s) ; qui se calcule avec la formule suivante : $Q' = Q_{\max.j} \times \frac{24}{T_p}$

Q_{max,j} : Débit max journalier (m³/s), $Q_{\max.j} = 0.075\text{m}^3/\text{s}$.

T_p : Temps de pompage, dans cette étude (TP= 20 heures).

Remarque :

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés. Pour cela, on choisit une gamme des diamètres normalisés disponibles sur le Marché, dont les valeurs avoisinent celles des diamètres calculés.

Tableau 19: Résultats de calcul du débit et des diamètres

Le débit de pompage (l/s)	Les diamètres calculés (mm)	Les diamètres normalisés (mm)
90	Avec la formule de BONNIN : 300	315, 400, 500
	Avec la formule de BRESS : 450	

4.2. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges présentent une partie d'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet de frottement entre les particules de l'eau et parois des canalisations, elle est donnée avec la formule suivante (Yamina, 2018) :

$$\Delta H_T = \frac{K \times L \times Q^B}{D^m} \times 1.15$$

Avec :

ΔH_T : La perte de charge totale(m).

L : la longueur entre le réservoir de point défavorable (m).

Q : Le débit maximal journalier (m³/s).

D : Le diamètre de la conduite(m).

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

β : Coefficient qui tient compte du régime d'écoulement.

m : Coefficient qui tient compte de la correction du diamètre en fonction du matériau.

Tableau 20: Coefficient K, m, β pour différent types du tuyau (Lynda, 2019)

Tuyau	K	M	β
Acier et fonte	0.00179-0.001735	5.1-5.3	1.9-2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.772	2

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 21: calcul de perte de charge de la conduite d'adduction

Q(m ³ /s)	L(m)	D(mm)	ΔH_T	V(m/s)
0.075	843	315	2.05	0.96
0.075	843	400	0.65	0.60
0.075	843	500	0.21	0.38

4.3. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation (HMT)

Elle est donnée par la relation suivante :

$$HMT = H_g + \Delta H_T$$

$$HMT = [(C_{TTPR} - C_{ST}) + \Delta H_T]$$

Avec :

- **HMT** : Hauteur manométrique totale (m).
- **H_g** : Hauteur géométrique (m).
- **C_{TTPR}** : La cote de radier du réservoir + la hauteur 4 m.
- **C_{ST}** : La cote de station de pompage.

Tableau 22: Résultats de calcul HMT

Q(m ³ /s)	L (m)	D (mm)	V(m/s)	ΔH_T	H _g (m)	HMT(m)
0.075	843	315	0.96	2.05	92	94.05

4.4. Calcul de suppression et de dépression dans la conduite de refoulement

Ces deux phénomènes sont causés par les coups de bélier en ce que (Riyad, 2018) :

Cas de la surpression

Résulte par une pression importante se produisant à la suite du fermeture immédiate ou rapide du bloc de vannes ou après une longue période de dépression causée par l'arrêt brutal de la pompe. Si 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).

Cas de dépression

Résulte 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 10m.c.e 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.

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

$$P_{\max} = H_g + B$$

$$P_{\min} = H_g - B$$

Avec :

P_{\max} : Valeur de la suppression(m).

P_{\min} : Valeur de la dépression (m).

H_g : La hauteur géométrique de refoulement en (m).

B : La valeur maximale du coup de bélier (m) ; $B = \frac{\alpha \times V_0}{g}$

Avec :

V_0 : La vitesse d'écoulement (m/s).

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

α : Célérité de propagation d'onde (sans unité), elles sont données par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D_N}{e}}}$$

Avec :

K : Coefficient qui dépend de la conduite, pour le PEHD $k=83$.

D : Diamètre intérieur de la conduite (m).

e : Épaisseur de la conduite (m).

Résultats de calcul

Tableau 23: Résultats de calcul de coup de bélier, surpression et dépression pour conduite de PN10

Tronçon	K	α	$H_g(m)$	$D_N(mm)$	$e(mm)$	$G(m/s^2)$	$V(m/s)$	$B(m)$	$P_{max}(m)$	$P_{min}(m)$
ST- R2000m ³	83	276.67	92	277.6	18.7	9.81	1.18	27.07	119.07	64.93

Remarque

Grâce aux résultats obtenus, nous avons remarqué que la pression admissible par la conduite (PN10) est inférieure à la pression appliquée ($P_{max} = 119.07 \text{ m.c.e}$), nous recommandons donc de changer la conduite en PN 16 pour éviter les pertes lors du fonctionnement.

Résultats de calcul

Tableau 24: Résultats de calcul de coup de bélier, surpression et dépression pour conduite de PN16

Tronçon	K	α	$H_g(m)$	$D_N(mm)$	$e(mm)$	$G(m/s^2)$	$V(m/s)$	$B(m)$	$P_{max}(m)$	$P_{min}(m)$
ST- R2000m ³	83	361.94	92	257.8	28.6	9.81	1.18	35.42	127.42	56.58

5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé les dimensions de la conduite d'adduction dont la longueur est d'environ 843 mètres, et nous avons également déterminé le diamètre économique de la conduite, En tenant compte de la vitesse d'écoulement admissible, on a trouvé que le DN 315 mm PN16 (PEHD) répondra aux exigences de débit et de pression.

Chapitre VII :

Dimensionnement du réseau de distribution

1. Introduction

Le but principal d'un réseau de distribution est d'amener l'eau aux différentes catégories de consommateurs, et à tous les points de l'agglomération, sans oublier de satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela dans ce chapitre, nous allons définir le réseau de distribution de la ville de Souk El Had et sa simulation de fonctionnement sous le logiciel EPANET.

2. Des notions sur la distribution

2.1. Classification des réseaux de distribution

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont (ABDELAZIZ , et al., 2020):

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau étagé.
- Réseau mixte (réseaux combiné maillé et ramifié). Dans notre cas on a utilisé un réseau mixte.

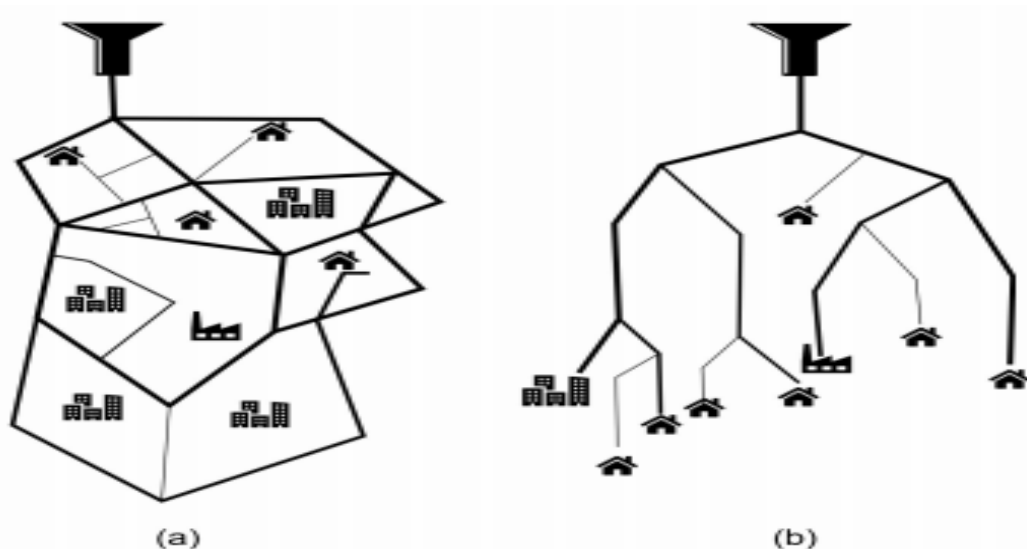


Figure 13: Différentes architectures de réseaux : (a) maillé et (b) ramifié

2.2. Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants (ABDELAZIZ , et al., 2020) :

- Minimiser le nombre de passage difficiles : traversée de route, de ravine,...etc,
- Eviter les pentes trop fortes : difficulté d'ancrage des tuyaux,
- Eviter 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.

2.3. Choix du type des conduites

Le réseau sera réalisé avec des conduites en PEHD (PN10), pour les avantages le quel (ABDELAZIZ , et al., 2020) :

- Facilité de pose,
- Longue durée de vie,
- Rugosité très faible,
- Répond parfaitement aux normes de potabilité,
- Résiste à l'entartage et à la corrosion interne et externe,
- Bonne résistance aux hautes températures.

3. Schéma du réseau proposé

Dans ce cas un distribution se fera par gravité, à partir de deux réservoirs d'une capacité de 300 m³ et 2000m³. Le schéma du réseau est représenté dans la figure suivante :

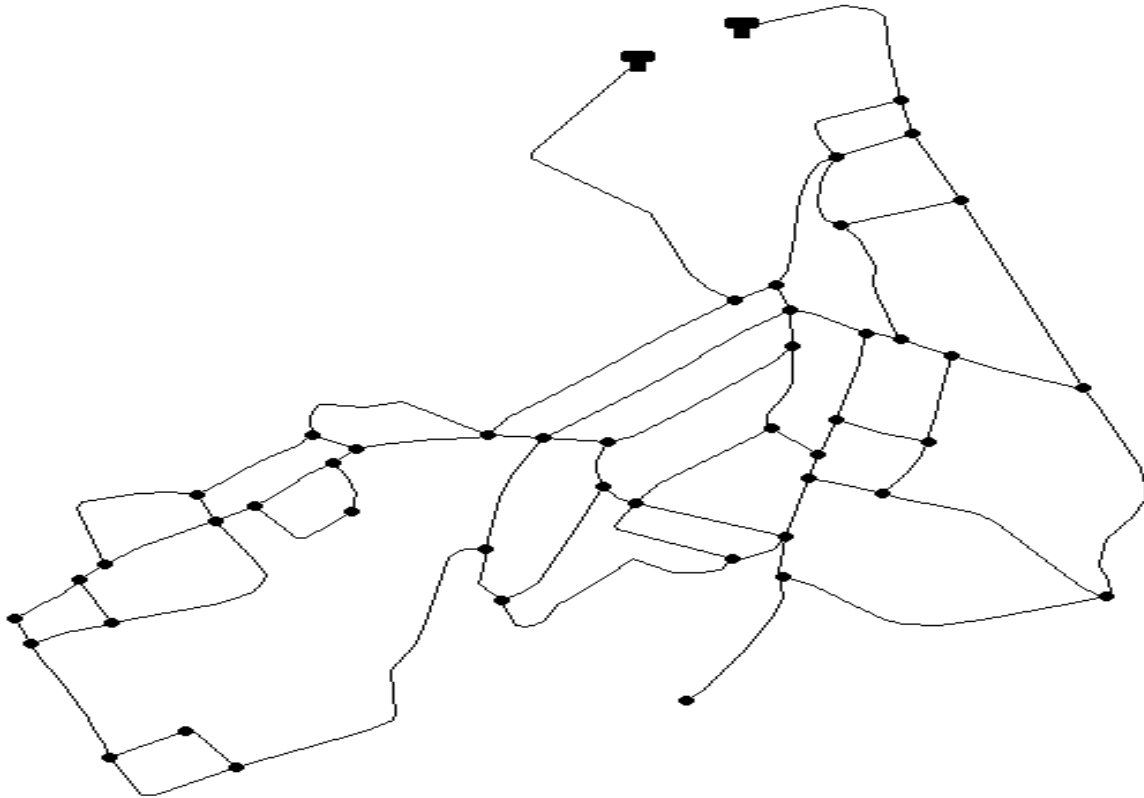


Figure 14: Schéma du réseau de distribution d'eau potable proposé

4. Calcul hydraulique du réseau de distribution

4.2. Détermination de débit du réseau

4.2.1. Débit spécifique

La consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau, en utilisant la notion de débit spécifique en l/s/m. Ce débit se calcul comme suit :

$$q_{sp} = \frac{Q_{\max h}}{\sum L}$$

Avec :

- q_{sp} : Débit spécifique l/s/m.
- $Q_{\max h}$: Débit maximum horaire (l/s).
- $\sum L$: Somme des longueurs (m) de distribution en route.

$$\text{AN : } q_{sp} = \frac{91.68}{11067.86} = 0.00828344 \text{ l/s/m.}$$

4.2.2. Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_{sp} \times L_i$$

Avec :

Q_r : Débit en route l/s.

q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml.

L_i : Longueur du tronçon concerné (m), (sont calculées avec logiciel WaterGems).

Les résultat des débits en route sont présentés dans le tableau N°1 (Voir Annexe N°1).

4.2.3. Le débit aux nœuds

Le débit de chaque nœud est donné par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 \times \sum Q_{ri}$$

Avec :

Q_{ni} : débit au nœud considéré l/s.

Q_{ri} : débit en route l/s.

Les résultats des débits aux noeuds sont présentés dans le tableau N°2 (Voir Annexe N°2).

5. Modélisation et simulation du réseau

5.1. Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est défini sous EPANET

comme un ensemble de tuyaux, nœuds (jonction de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. Le logiciel calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration des substances chimiques dans les différentes parties du réseau. Au cours d'une durée de la simulation, le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau (ABDELAZIZ , et al., 2020).

5.2. Utilisation du logiciel EPANET

Les étapes à suivre pour modéliser sur EPANET sont (MERABET , et al., 2020) :

- Dessiner ou importer un réseau représentant le système de distribution.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau.
- Décrire le fonctionnement du système.
- Sélectionner un ensemble d'options de simulation.
- Lancer une simulation hydraulique.
- Visualiser les résultats.

5.3. Modélisation du réseau

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds (Lynda, 2019).

Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

1). Première étape :

Elle consiste de tracer le réseau sur le logiciel EPANET ou bien importer le schéma réalisé avec le logiciel AUTOCAD sur un fichier compatible avec EPANET.

2). Deuxième étape :

Il s'agit de choisir et de définir l'unité de calcul puis d'introduire quelques données de base, telles que : (débit au nœud et le débit en route).

3). Troisième étape :

✚ Dans notre projet la modélisation consiste à introduire les différentes données du réseau. Au niveau des nœuds :

- L'altitude des nœuds par rapport à un plan de référence,
- La demande en eau (débit en route prélevé sur le réseau).

✚ Au niveau des arcs :

- Les nœuds initiaux et final, le diamètre, la longueur et le coefficient de rugosité .

✚ Au niveau des réservoirs :

- L'altitude du radier (charge totale),
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

Simulation de fonctionnement de réseau d'AEP de la ville de Souk El Had :

Pour la simulation on a réalisé deux (02) scénario,

1. Le premier : Alimentation gravitaire (sans modification),
2. Le deuxième : Alimentation gravitaire (avec modification).

5.4. Le premier scénario

Après la simulation EPANET on a trouvé les valeurs des débits et des vitesses d'écoulement au niveau des tronçons ainsi que celles de pression et de charges aux nœuds. On a calculé et normalisé les diamètres des conduites du réseau. Les résultats sont présentés sur l'annexe N°3 (Voir Annexe N°3).

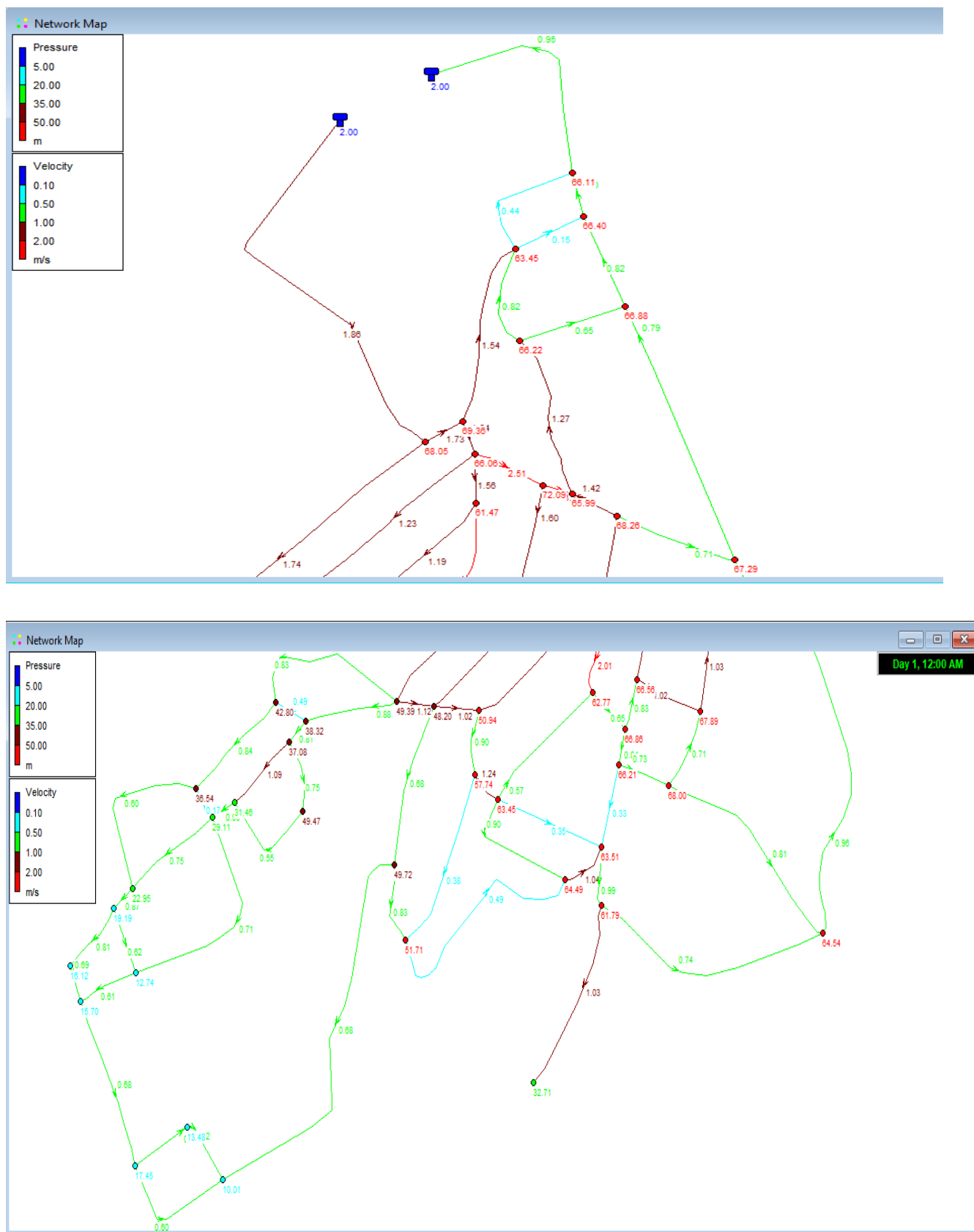


Figure 15: Simulation de fonctionnement du réseau sous le logiciel EPANET

Remarque

A travers cette simulation (figures 15), on constate que les vitesses sont relativement raisonnables (entre 0,5 et 1,5 m/s), mais certaines vitesses en dehors de la plage de vitesse autorisée doivent être réinitialisées pour répondre aux normes.

A travers cette simulation, on constate que les pressions sont relativement raisonnables (entre 5 et 50 m.c.e), mais il existe des pressions en dehors de la plage de pression admissible qui doivent être réinitialisées pour se conformer aux normes.

5.5. Le deuxième scénario : Installation des vannes

Afin de contrôler les pressions et les vitesses, il est recommandé de placer des vannes sur des conduites spécifiques afin de séparer le réseau en un réseau haute et un autre réseau bas tout en conservant la possibilité de raccordement à nouveau et l'alimentation de l'un par l'autre en cas de panne ou en cas de nettoyage de l'un des réservoirs d'alimentation.

Les conduites à équiper d'une vanne sont : P-163, P343, P-252, P-33, P333, P-343, P-344 (figure 16).

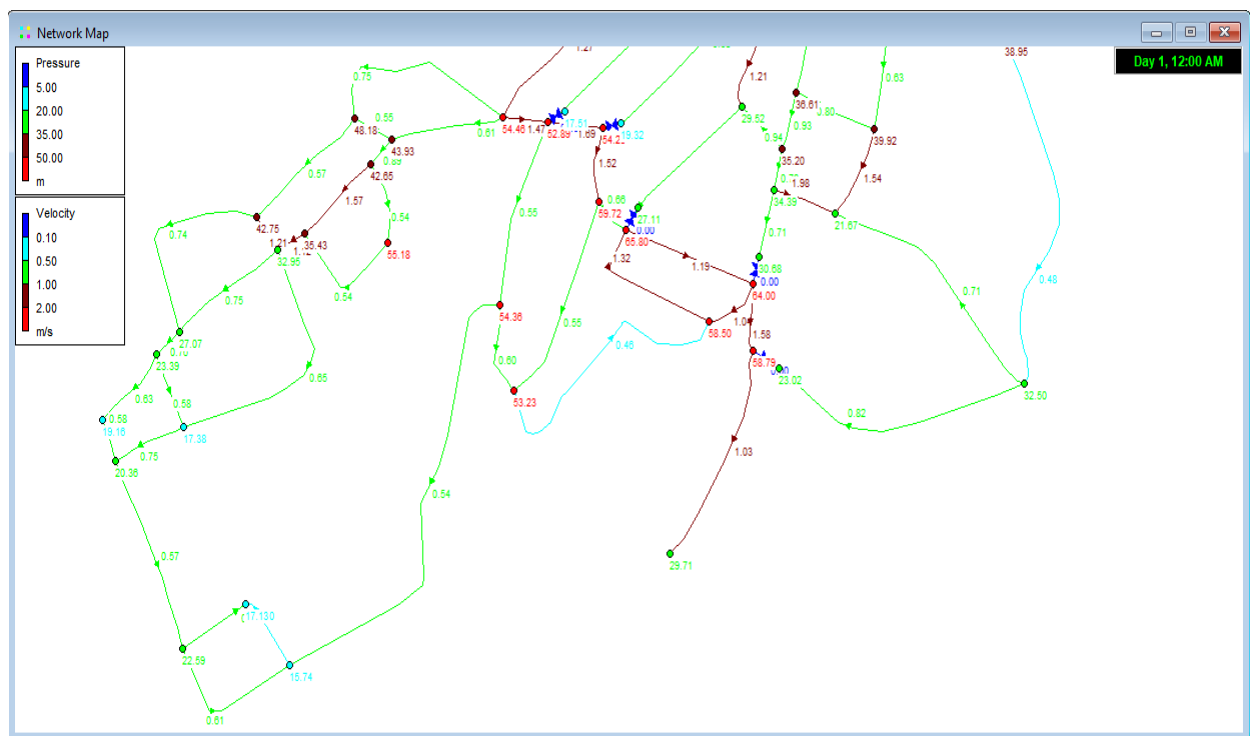


Figure 16: Le deuxième scénario de fonctionnement du réseau sous le logiciel EPANET

La simulation : (Voir Annexe N°4).

Les résultats de simulation au niveau des tronçons sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 25: Les résultats de simulation aux niveaux des conduites

Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km
Pipe P-19	95	28	130	0.39	0.63	23.16
Pipe P-23	137	96.8	130	5.50	0.75	7.38
Pipe P-37	47	110.2	130	10.64	1.12	13.31
Pipe P-52	110	96.8	130	11.58	1.57	29.28
Pipe P-87	46	21	130	-0.20	0.58	27.08
Pipe P-88	213	110.2	130	5.46	0.57	3.88
Pipe P-91	90	110.2	130	7.11	0.75	6.32
Pipe P-94	101	16	130	0.12	0.60	40.04
Pipe P-113	63	110.2	130	-5.43	0.57	3.83
Pipe P-145	45	141	130	10.31	0.66	3.78
Pipe P-147	72.37	21	130	0.36	1.04	81.07
Pipe P-163	51.13	79.6	130	-3.86	0.78	9.93
Pipe P-164	43	176.4	130	15.04	0.62	2.55
Pipe P-194	237.41	176.2	130	-20.28	0.83	4.47
Pipe P-208	57.55	220.4	130	39.39	1.03	5.14
Pipe P-210	130.82	66	130	1.97	0.58	7.11
Pipe P-226	36	35.4	130	0.73	0.74	23.52
Pipe P-227	89	66	130	-4.63	1.35	34.63
Pipe P-230	43	79.6	130	-3.86	0.78	9.93
Pipe P-232	78	28	130	1.22	1.98	190.98
Pipe P-234	102	21	130	-0.53	1.54	167.58
Pipe P-236	152	79.4	130	4.21	0.85	11.80
Pipe P-237	61	96.8	130	6.84	0.93	11.06

Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km
Pipe P-242	59	96.8	130	7.94	1.08	14.55
Pipe P-244	150	110.2	130	5.98	0.63	4.58
Pipe P-251	72	55.4	130	3.81	1.58	56.66
Pipe P-252	366	66	130	-2.81	0.82	13.74
Pipe P-254	241	35.2	130	1.00	1.03	51.19
Pipe P-272	124.79	176.4	130	-23.05	0.94	5.64
Pipe P-276	302	21	130	-0.25	0.71	40.02
Pipe P-283	228	79.6	130	2.75	0.55	5.31
Pipe C-302	67	110.2	130	-16.15	1.69	28.84
Pipe P-305	513	176.4	130	52.15	2.13	25.57
Pipe P-316	74	110.2	130	-14.50	1.52	23.63
Pipe P-318	90	176.4	130	15.20	0.62	2.61
Pipe P-319	160	141	130	9.60	0.61	3.32
Pipe P-321	387	141	130	7.43	0.48	2.06
Pipe P-322	348	96.8	130	10.63	1.44	24.98
Pipe P-324	150	28	130	-0.47	0.76	32.65
Pipe P-325	105	79.6	130	3.96	0.80	10.43
Pipe P-328	65	55.4	130	2.27	0.94	21.75
Pipe P-331	340	79.6	130	2.76	0.55	5.34
Pipe P-333	256	55.4	130	1.65	0.68	12.03
Pipe P-334	211	110.2	130	9.94	1.04	11.73
Pipe P-335	149	44	130	1.84	1.21	45.12
Pipe P-336	202	96.8	130	4.06	0.55	4.20

Link ID	Length m	Diameter mm	Roughness	Flow LPS	Velocity m/s	Unit Headloss m/km
Pipe P-339	342	16	130	-0.09	0.46	24.89
Pipe P-341	180	44	130	2.01	1.32	53.06
Pipe P-342	166	79.2	130	-5.88	1.19	22.20
Pipe P-343	102	55.4	130	1.71	0.71	12.85
Pipe P-344	193	66	130	2.42	0.71	10.42
Pipe P-347	158	110.2	130	5.46	0.57	3.87
Pipe P-348	50	21	130	-0.19	0.55	24.73
Pipe P-353	89	55.4	130	-1.31	0.54	7.86
Pipe P-354	148	28	130	-0.33	0.54	17.03
Pipe P-355	49	44	130	-1.85	1.21	45.45
Pipe P-357	236	55.4	130	-1.77	0.74	13.72
Pipe P-361	83	96.8	130	-4.28	0.58	4.64
Pipe P-362	38	96.8	130	-5.57	0.76	7.56
Pipe P-363	518	35.4	130	-0.54	0.54	13.26
Pipe P-364	86	28	130	0.31	0.50	14.73
Pipe P-365	90	28	130	-0.42	0.69	26.97
Pipe P-370	183	79.6	130	3.03	0.61	6.34
Pipe P-371	296	96.8	130	4.78	0.65	5.69
Pipe P-372	131	141	130	9.93	0.64	3.53
Pipe P-380	249	110.2	130	7.16	0.75	6.39
Pipe P-381	139	176.2	130	14.98	0.61	2.55
Pipe P-382	35	141	130	13.86	0.89	6.54
Pipe P-385	57	141	130	-22.97	1.47	16.67

Pipe P-386	534	220.4	130	52.24	1.37	8.67
Pipe P-387	346	220.4	130	48.38	1.27	7.52
Valve 1	#N/A	100	#N/A	0.00	0.00	0.00
Valve 2	#N/A	100	#N/A	0.00	0.00	0.00
Valve 3	#N/A	100	#N/A	0.00	0.00	0.00
Valve 4	#N/A	100	#N/A	0.00	0.00	0.00
Valve 5	#N/A	100	#N/A	0.00	0.00	0.00
Valve 6	#N/A	100	#N/A	0.00	0.00	0.00

Les résultats de simulation au niveau des nœuds sont présentés dans le tableau 28 ci-dessous :

Tableau 26: les résultats de simulation aux nœuds

Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc J-1	89.32	2.2	2.20	122.34	32.95
Junc J-2	97.6	0.9	0.90	121.04	23.39
Junc J-8	99.64	0.59	0.59	118.84	19.16
Junc J-9	94.2	1.7	1.70	121.33	27.07
Junc J-12	81.73	1.84	1.84	124.57	42.75
Junc J-15	87.46	1.27	1.27	122.97	35.43
Junc J-22	83.45	0.97	0.97	126.19	42.65
Junc J-26	70.5	3.4	3.40	124.97	54.36
Junc J-27	102.33	3.26	3.26	118.10	15.74
Junc J-28	96.63	2.01	2.01	119.26	22.59
Junc J-35	99.69	1.45	1.45	120.09	20.36
Junc J-36	103.24	1.95	1.95	120.65	17.38
Junc J-38	67.59	2.78	2.78	120.93	53.23
Junc J-41	72.82	2.76	2.76	125.82	52.89
Junc J-44	69.5	1.65	1.65	123.89	54.28
Junc J-52	60.38	2.22	2.22	92.18	31.74
Junc J-53	63.8	1.94	1.94	91.94	28.09
Junc J-54	62.3	1.44	1.44	122.14	59.72
Junc J-56	55.64	1.69	1.69	85.22	29.52
Junc J-57	56.04	2.42	2.42	121.97	65.80
Junc J-66	51.36	0.71	0.71	86.63	35.20
Junc J-67	54.15	1.71	1.71	118.28	64.00
Junc J-68	53.8	2.46	2.46	112.42	58.50

Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc J-73	59.59	3.86	3.86	129.37	69.64
Junc J-74	57.59	1.38	1.38	92.29	34.63
Junc J-90	46.66	2.56	2.56	93.35	46.60
Junc J-95	43.72	3.16	3.16	93.88	50.06
Junc J-96	43.67	1.13	1.13	93.59	49.82
Junc J-97	44.87	1.96	1.96	92.42	47.46
Junc J-98	43.73	2.50	2.50	92.89	49.06
Junc J-101	47.79	1.27	1.27	89.95	42.07
Junc J-104	45.16	3.67	3.67	84.19	38.95
Junc J-105	49.01	1.15	1.15	89.10	40.01
Junc J-106	51.75	0.93	0.93	86.21	34.39
Junc J-107	49.6	2.00	2.00	71.31	21.67
Junc J-108	48.4	1.48	1.48	88.40	39.92
Junc J-109	50.62	1.33	1.33	87.31	36.61
Junc J-112	46.74	1.49	1.49	89.09	42.26
Junc J-116	55.3	2.81	2.81	114.20	58.79
Junc J-117	50.83	4.37	4.37	83.39	32.50
Junc J-118	72.1	1	1.00	101.87	29.71
Junc J-189	76.90	1.89	1.89	125.18	48.18
Junc J-190	82.4	0.93	0.93	126.41	43.93
Junc J-192	70.2	0.98	0.98	125.49	55.18
Junc J-194	99.67	0.73	0.73	116.83	17.13
Junc J-198	72.20	3.28	3.28	126.77	54.46

Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc J-73	59.59	3.86	3.86	129.37	69.64
Junc J-74	57.59	1.38	1.38	92.29	34.63
Junc J-90	46.66	2.56	2.56	93.35	46.60
Junc J-95	43.72	3.16	3.16	93.88	50.06
Junc J-96	43.67	1.13	1.13	93.59	49.82
Junc J-97	44.87	1.96	1.96	92.42	47.46
Junc J-98	43.73	2.50	2.50	92.89	49.06
Junc J-101	47.79	1.27	1.27	89.95	42.07
Junc J-104	45.16	3.67	3.67	84.19	38.95
Junc J-105	49.01	1.15	1.15	89.10	40.01
Junc J-106	51.75	0.93	0.93	86.21	34.39
Junc J-107	49.6	2.00	2.00	71.31	21.67
Junc J-108	48.4	1.48	1.48	88.40	39.92
Junc J-109	50.62	1.33	1.33	87.31	36.61
Junc J-112	46.74	1.49	1.49	89.09	42.26
Junc J-116	55.3	2.81	2.81	114.20	58.79
Junc J-117	50.83	4.37	4.37	83.39	32.50
Junc J-118	72.1	1	1.00	101.87	29.71
Junc J-189	76.90	1.89	1.89	125.18	48.18
Junc J-190	82.4	0.93	0.93	126.41	43.93
Junc J-192	70.2	0.98	0.98	125.49	55.18
Junc J-194	99.67	0.73	0.73	116.83	17.13
Junc J-198	72.20	3.28	3.28	126.77	54.46

Junc J-190	82.4	0.93	0.93	126.41	43.93
Junc J-192	70.2	0.98	0.98	125.49	55.18
Junc J-194	99.67	0.73	0.73	116.83	17.13
Junc J-198	72.20	3.28	3.28	126.77	54.46
Junc 3	59.59	3.86	3.86	91.79	32.13
Junc 4	72.82	2.76	2.76	90.37	17.51
Junc 5	69.5	1.65	1.65	88.86	19.32
Junc 6	56.04	2.42	2.42	83.21	27.11
Junc 7	54.15	1.71	1.71	84.90	30.68
Junc 8	55.3	2.81	2.81	78.36	23.02
Tank 1	105	#N/A	-52.15	107.00	2.00
Tank 2	132	#N/A	-52.24	134.00	2.00

6. Conclusion

Ce chapitre a été consacré au dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable alimentant la ville de Souk El Had à partir de deux réservoirs. La simulation de fonctionnement du réseau est effectuée au moyen du logiciel EPANET.

Après la simulation et la séparation de réseau en deux sous réseau (pour la zone haute et la zone basse). Nous avons obtenu des vitesses et des pressions répondant aux valeurs comprises dans la fourchette acceptable en hydraulique urbaine sur la plupart des cas dans ce réseau excepté dans quelques tronçons où les vitesses sont faibles et inférieures à 0,5 m/s, et d'autre part des pressions élevées en quelques nœuds jusqu'à 6 bars.

Conclusion générale

La période accordée par l'Institut pour effectuer une formation au niveau de la Direction des Ressources en Eau (Wilaya de Boumerdès) m'a permis de me familiariser avec le monde professionnel et d'essayer d'appliquer les connaissances acquises lors de mes études à l'Institut de Technologie (IT, UAMOB).

Le thème du stage consiste à une étude de diagnostic pour le réaménagement du réseau d'AEP de la ville Souk El Had, Cette étude touche la distribution et l'adduction et aussi le dimensionnement d'un réservoir.

Premièrement, une estimation totale des besoins en eau potable de la ville de Souk el Had (domestiques et collectifs). On a trouvé que le débit de consommation maximale journalière atteint $6\,479\text{ m}^3/\text{j}$, et le débit maximal horaire atteint 330.03 l/s .

Deuxièmement, déterminer le dimensionnement du réservoir projeté assurant l'autonomie de l'alimentation de la ville pendant 20/24 heures complète avec la réserve d'incendie. J'ai trouvé que la capacité normalisée du réservoir doit être 2000 m^3 .

Troisièmement, le dimensionnement de la conduite d'adduction reliant la station de pompage avec le réservoir projeté dans le cadre de cette étude. Après calcul, on a trouvé que le diamètre avantageux de cette conduite d'adduction doit être $\phi 315\text{ mm}$ (PN16) pour transporter un débit de 90 l/s .

Après simulation de fonctionnement du réseau de distribution sous le logiciel EPANET, j'ai trouvé des pressions élevées en quelques nœuds (supérieures à 50 m.c.e) ne correspondent pas aux normes, Pour surmonter ce problème on a proposé l'installation des vannes sur certaines conduites.

Références

MERABET , Cherif Abdel Djalil et LOUNIS , Abderraouf. 2020. *Alimentation en eau potable de la zone IGHIL EL BORDJ commune de Bejaia Wilaya de Bejaia (réservoir, distribution, devis).* Bejaia : Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, 2020.

ABDELAZIZ , MOHAMMED et SAOUDI , AHMED RIADH. 2020. *Etude de réseau d A.E.P du village DJEMAA BENI HBIBI Commune de TAHER wilaya de Jijel.* Bejaia : Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, 2020.

Chabane , Lydia Nour el Houda. 2020. *Etude D'alimentation en eau potable de la région de la Draa Laatache commune de Bouira.* Bouira : Université Akli Mohand Oulhadj -Bouira- institute de technologie., 2020.

Fayçal, Ben Youcef. 2020. *Etude d'adduction en eau potable des communes : El Adjiba, Ahnif, Ath Mansour, M'Chedeallah et Chorfa de la wilaya de Bouira à partir de la station de traitement du barrage Tilesdit.* Bouira : Université Akli Mohand Oulhadj -Bouira- institute de technologie., 2020.

Lynda, TAIBI. 2019. *Dimensionnement de réseau d'alimentation en eau potable de la caserne de Béni Messous,wilaya d'Alger.* Bouira : Université Akli Mohand Oulhadj -Bouira- institute de technologie., 2019.

RABEHI , AMAR et TEMMINE , LAKHDAR. 2019. *Etude D'alimentation en eau potable de village de Bouira.* Bouira : Université de Bouira, 2019.

Riyad, BELKACEMI. 2018. *Etude d'adduction en eau potable des communes : Mansoura,Ouled Sidi Brahim a partir de transfert de barrage Tilsedit(W.bouira).* Bouira : Université Akli Mohand Oulhadj -Bouira- institute de technologie., 2018.

Annexes

Annexe N°1 : Résultat du calcul des débits en route et au nœud

N° nœud	Tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr (l/s)	Qr n-i (l/s)	Qn (l/s)
1	1-15	48	0,00828	0,3976	4,390	2,195
	1-36	296	0,00828	2,4518		
	1-9	137	0,00828	1,134		
	1-12	49	0,00828	0,4058		
2	2-9	38	0,00828	0,3147	1,797	0,898
	2-36	83	0,00828	0,6875		
	2-8	96	0,00828	0,7952		
8	2-8	96	0,00828	0,7952	1,176	0,588
	8-35	46	0,00828	0,3810		
9	9-1	137	0,00828	1,1348	3,404	1,702
	9-2	38	0,00828	0,3147		
	9-12	236	0,00828	1,9548		
12	12-189	158	0,00828	1,3087	3,669	1,834
	12-1	49	0,00828	0,4058		
	12-9	236	0,00828	1,9548		
15	15-22	110	0,00828	0,9111	2,534	1,267
	15-192	148	0,00828	1,2259		
	15-1	48	0,00828	0,3976		
22	22-190	35	0,00828	0,2899	1,938	0,969
	22-192	89	0,00828	0,7372		
	22-15	110	0,00828	0,9111		
26	26-41	202	0,00828	1,6732	6,800	3,400
	26-38	101	0,00828	0,8366		
	26-27	518	0,00828	4,2908		
27	27-26	518	0,00828	4,2908	6,527	3,263
	27-28	183	0,00828	1,5158		
	27-194	87	0,00828	0,7206		
28	28-27	183	0,00828	1,5158	4,025	2,012
	28-194	90	0,00828	0,7455		
	28-35	213	0,00828	1,7643		
35	35-8	46	0,00828	0,3810	2,8992	1,449
	35-36	91	0,00828	0,7537		
	35-28	213	0,00828	1,7643		
36	36-1	296	0,00828	2,4518	3,893	1,9466
	36-35	91	0,00828	0,7537		
	36-2	83	0,00828	0,68752		

38	38-54	228	0,00828	1,88862	5,558	2,779
	38-68	342	0,00828	2,83293		
	38-26	101	0,00828	0,83662		
41	41-52	340	0,00828	2,8163	5,525	2,762
	41-44	68	0,00828	0,56327		
	41-26	202	0,00828	1,67325		
	41-198	57	0,00828	0,47215		
44	44-53	256	0,00828	2,12056	3,296	1,648
	44-54	74	0,00828	0,61297		
	44-41	68	0,00828	0,56327		
52	52-105	89	0,00828	0,73722	4,439	2,219
	52-53	63	0,00828	0,52185		
	52-41	340	0,00828	2,8163		
	52-74	44	0,00828	0,36447		
53	53-52	63	0,00828	0,52185	3,876	1,938
	53-56	149	0,00828	1,23423		
	53-44	256	0,00828	2,12056		
54	54-44	74	0,00828	0,61297	2,882	1,441
	54-57	46	0,00828	0,38103		
	54-38	228	0,00828	1,88862		
56	56-53	149	0,00828	1,23423	3,371	1,685
	56-66	65	0,00828	0,5384		
	56-57	193	0,00828	1,59870		
57	57-56	193	0,00828	1,59870	4,845	2,422
	57-67	166	0,00828	1,37505		
	57-68	180	0,00828	1,4910		
	57-54	46	0,00828	0,38103		
66	66-109	62	0,00828	0,51357	1,416	0,708
	66-106	44	0,00828	0,36447		
	66-56	65	0,00828	0,5384		
67	67-106	102	0,00828	0,84491	3,412	1,706
	67-116	72	0,00828	0,59640		
	67-68	72	0,00828	0,59640		
	67-57	166	0,00828	1,37505		
68	68-67	72	0,00828	0,59640	4,920	2,460
	68-38	342	0,00828	2,83293		
	68-57	180	0,00828	1,4910		
73	73-74	51	0,00828	0,42245	7,711	3,855
	73-198	346	0,00828	2,86607		
	73-R 1500	534	0,00828	4,42335		
74	74-90	237	0,00828	1,96317	2,750	1,375

	74-73	51	0,00828	0,42245		
	74-52	44	0,00828	0,36447		
90	90-95	160	0,00828	1,3253	5,119	2,559
	90-96	90	0,00828	0,7455		
	90-97	131	0,00828	1,08513		
	90-74	237	0,00828	1,96317		
95	95-R300	513	0,00828	4,24940	6,320	3,160
	95-96	90	0,00828	0,7455		
	95-90	160	0,00828	1,3253		
96	96-95	58	0,00828	0,48043	2,261	1,130
	96-98	125	0,00828	1,0354		
	96-90	90	0,00828	0,7455		
97	97-90	131	0,00828	1,08513	3,918	1,959
	97-98	131	0,00828	1,08513		
	97-101	211	0,00828	1,74780		
98	98-96	125	0,00828	1,0354	5,003	2,501
	98-104	348	0,00828	2,88263		
	98-97	131	0,00828	1,08513		
101	101-97	211	0,00828	1,74780	2,543	1,271
	101-112	60	0,00828	0,4970		
	101-105	36	0,00828	0,29820		
104	104-98	348	0,00828	2,88263	7,330	3,665
	104-117	387	0,00828	3,20569		
	104-112	150	0,00828	1,2425		
105	105-101	36	0,00828	0,29820	2,302	1,151
	105-109	153	0,00828	1,26736		
	105-52	89	0,00828	0,73722		
106	106-66	44	0,00828	0,36447	1,863	0,931
	106-107	79	0,00828	0,65439		
	106-67	102	0,00828	0,84491		
107	107-108	102	0,00828	0,84491	4,009	2,004
	107-117	303	0,00828	2,50988		
	107-106	79	0,00828	0,65439		
108	108-112	150	0,00828	1,2425	2,957	1,478
	108-107	102	0,00828	0,84491		
	108-109	105	0,00828	0,8697		
109	109-105	153	0,00828	1,26736	2,650	1,325
	109-108	105	0,00828	0,86976		
	109-66	62	0,00828	0,51357		
112	112-104	150	0,00828	1,2425	2,982	1,491
	112-108	150	0,00828	1,2425		

Annexes

	112-101	60	0,00828	0,49700		
116	116-67	72	0,00828	0,59640	5,624	2,812
	116-117	366	0,00828	3,03173		
	116-118	241	0,00828	1,99630		
117	117-104	387	0,00828	3,20569	8,747	4,373
	117-107	303	0,00828	2,50988		
	117-116	366	0,00828	3,03173		
118	118-116	241	0,00828	1,99630	1,996	0,998
189	189-198	249	0,00828	2,06257	3,785	1,892
	189-190	50	0,00828	0,4141		
	189-12	158	0,00828	1,30878		
190	190-198	139	0,00828	1,15139	1,855	0,927
	190-22	35	0,00828	0,2899		
	190-189	50	0,00828	0,4141		
192	192-22	89	0,00828	0,73722	1,963	0,981
	192-15	148	0,00828	1,22594		
194	194-27	87	0,00828	0,72065	1,466	0,733
	194-28	90	0,00828	0,74550		
198	198-73	346	0,00828	2,86607	6,552	3,276
	198-41	57	0,00828	0,47215		
	198-190	139	0,00828	1,15139		
	198-189	249	0,00828	2,06257		

Annexe N°2 : Résultat du calcul des diamètres normalisés

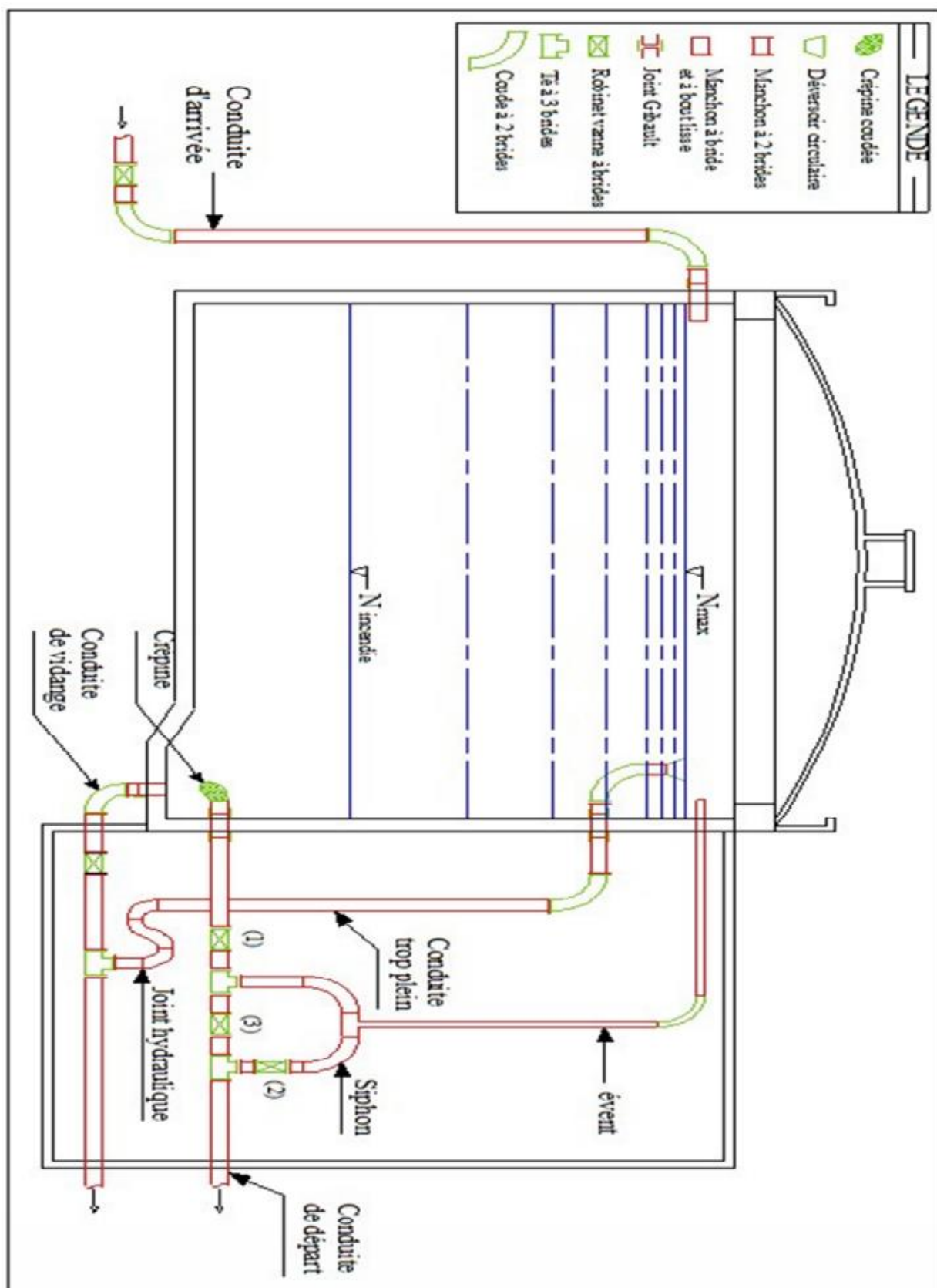
Tronçon	Q(l/s)	Q (m3/s)	D calculé (m)	D calculé (mm)	DN (mm)
1-15	0,397	0,00039	0,0225	22,5	28
1-36	2,451	0,00245	0,055	55,9	66
1-9	1,134	0,00113	0,038	38,0	44
1-12	0,405	0,00040	0,022	22,7	28
2-9	0,314	0,00031	0,020	20,0	21
2-36	0,687	0,00068	0,029	29,6	35,2
2-8	0,795	0,00079	0,031	31,8	35,2
8-35	0,381	0,00038	0,022	22,0	28
12-189	1,308	0,00130	0,040	40,8	44
12-9	1,954	0,00195	0,049	49,9	55,4
15-22	0,911	0,00091	0,034	34,1	35,2
15-192	1,225	0,00122	0,039	39,5	44
22-190	0,289	0,00028	0,019	19,2	21
22-192	0,737	0,00073	0,030	30,6	35,2
26-41	1,673	0,00167	0,046	46,2	55,4
26-38	0,836	0,00083	0,032	32,6	35,2
26-27	4,290	0,00429	0,073	73,9	79,2
27-28	1,515	0,00151	0,043	43,9	44
27-194	0,720	0,00072	0,030	30,3	35,2
28-194	0,745	0,00074	0,030	30,8	35,2
28-35	1,764	0,00176	0,047	47,4	55,4
35-36	0,753	0,00075	0,030	31,0	35,2
38-54	1,888	0,00188	0,049	49,0	55,4
38-68	2,832	0,00283	0,060	60,1	66
41-52	2,816	0,00281	0,059	59,9	66
41-44	0,563	0,00056	0,026	26,8	35,2
41-198	0,472	0,00047	0,024	24,5	28
44-53	2,120	0,00212	0,051	52,0	55,4
44-54	0,612	0,00061	0,027	27,9	28
52-105	0,737	0,00073	0,030	30,6	35,2
52-53	0,521	0,00052	0,025	25,8	28
52-74	0,364	0,00036	0,021	21,5	28
53-56	1,234	0,00123	0,039	39,7	44
54-57	0,381	0,00038	0,022	22,0	28
56-66	0,538	0,00053	0,026	26,2	28
56-57	1,598	0,00159	0,045	45,1	55,2
57-67	1,375	0,00137	0,041	41,9	44
57-68	1,491	0,00149	0,043	43,6	44
66-109	0,513	0,00051	0,025	25,6	35,2
66-106	0,364	0,00036	0,021	21,5	28

Tronçon	Q(l/s)	Q (m3/s)	D calculé (m)	D calculé (mm)	DN (mm)
67-106	0,844	0,00084	0,032	32,8	35,2
67-116	0,596	0,00059	0,027	27,6	35,2
67-68	0,596	0,00059	0,027	27,6	35,2
73-74	0,422	0,00042	0,023	23,2	28
73-198	2,866	0,00286	0,060	60,4	66
73-R 1500	4,423	0,00442	0,075	75,1	79,2
74-90	1,963	0,00196	0,050	50,0	55,4
90-95	1,325	0,00132	0,041	41,1	44
90-96	0,745	0,00074	0,030	30,8	35,2
90-97	1,085	0,00108	0,037	37,2	44
95-R300	4,249	0,0042	0,073	73,6	79,2
95-96	0,745	0,00074	0,030	30,8	35,4
96-98	1,035	0,00103	0,036	36,3	44
97-98	1,085	0,00108	0,037	37,2	44
97-101	1,747	0,00174	0,047	47,2	55,4
98-104	2,882	0,00288	0,060	60,6	66
101-112	0,497	0,00049	0,025	25,2	28
101-105	0,298	0,0002	0,019	19,5	21
104-117	3,205	0,00320	0,063	63,9	66
104-112	1,242	0,00124	0,039	39,8	44
105-109	1,267	0,00126	0,040	40,2	44
106-107	0,654	0,00065	0,028	28,9	35,2
107-108	0,844	0,00084	0,032	32,8	35,2
107-117	2,509	0,00250	0,056	56,5	66
108-112	1,242	0,00124	0,039	39,8	44
108-109	0,869	0,00086	0,033	33,3	35,2
116-117	3,031	0,00303	0,062	62,1	66
116-118	1,996	0,00199	0,050	50,4	55,4
189-198	2,062	0,00206	0,051	51,3	55,4
190-198	1,151	0,0011	0,038	38,3	44
190-189	0,414	0,00041	0,022	23,0	28

Annexe N°4 : variation horaire en fonction de nombre d'habitant « Extrait de l'ouvrage
d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV Ed :198 ».

3.5Heures	Nombre d'habitant				
	<10000	10000-50000	10000-50000	>100000	Aggl. rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	02	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	41	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	05	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Totale	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe N°5 : Schéma générale de réservoir :



Annexe N°6 : Coefficients de majoration « des équipements »

	Taux de majoration des équipements %			
	Taux administration	Taux commerce	Taux artisanat et petite industrie	Taux total
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17.5	17.5	70
Les métropoles	30	15	15	60
L'urbain dit « supérieur »	25	12.5	12.5	50
L'urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7.5	7.5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Rural éparsé	0	0	0	0

Source : PNE,2010