



Département de Génie de l'Eau

Rapport de soutenance

Génie de l'eau

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

Hydraulique

Thème :

Etude d'adduction de la commune de HAIZAR

Réalisé par :

BOUDAOU D LAMOURI

Encadré par :

- Mme. BALOUL Djouhra

Maître Assistant (IT Bouira)

Corrigé par :

- Mr. MOULAI Salah Eddine

Maître Assistant (IT Bouira)

- Mme. REZIG Amina

Maître Assistant (IT Bouira)

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciement

*Au terme de ce travail. Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à **Mme BALOUL DJOUHRA** de m'avoir encadré. Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont guidé dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.*

*J'adresse aussi mes sincères remerciements aux membres du jury.
Merci à tous ceux qui m'ont aidé pour achever ce travail.*

Dédicace :

Je dédie ce travail en signe de reconnaissances et respect :

A ma famille

A mes amis

*Et A tous mes enseignants qui ont contribué à Mon
parcours scolaire*

*Comme Je dédie mes profondes gratitudees à ma (mère) et
mon père pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué ; avec
tous les moyens et au prix de toutes les sacrifices qu'ils
ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils
mon enseigné depuis mon enfance.*

ملخص :

قمنا من خلال هذه المذكرة بدراسة شاملة لعملية ربط بلدية حيزر الواقعة بولاية البويرة بالمياه الصالحة للشرب من محطة معالجة المياه لسد تيلسديت، حيث شملت الدراسة على كل المراحل التقنية، بداية من حساب الاحتياج الكامل للمنطقة، مرورا بعملية تحديد أنواع الانابيب واحجامها ووصولاً الى عملية التخزين، حيث وجدنا ان المنطقة تحتاج الى تدفق قدر ب 3702 متر مكعب في اليوم، إضافة الى محطة ضخ وخزان بسعة 1200 متر مكعب.

Résumé :

Ce mémoire consiste à faire une étude technique concernant l'alimentation de la commune de HAIZER, située dans le wilayat de BOUIRA, par l'eau potable à partir la station de traitement des eaux du barrage de TILSADET , Où l'étude a inclus toutes les étapes techniques, à partir du calcul des besoins complets de la zone, en passant par le processus de détermination des types des conduites et de leurs dimensions, et se terminant par le calcul de stockage.

Nous avons trouvé que la zone à besoin d'un débit $3702 \text{ m}^3/\text{J}$, en plus d'une station de pompage et d'un réservoir d'une capacité de 1200 m^3 .

Abstract:

This thesis consists in making a technical study concerning the connection of the commune of HAIZER, located in the wilayat of BOUIRA, with drinking water from the water treatment station of the TILSADET dam. Where the study included all the technical stages, starting from the calculation of the complete needs of the area, passing through the process of determining the types of pipes and their dimensions, and ending with the calculation of storage.

We found that the area needs a flow of $3702 \text{ m}^3/\text{d}$, in addition to a pumping station and a reservoir with a capacity of 1200 m^3

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE

Présentation de l'entreprise d'accueil

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	1
I.1. Situation géographique :	1
I.2.Situation topographique :	2
I.3. Situation géologique.....	3
I.5 Situation urbanistique :	5
I.5.1 Démographie et population :.....	5
I.5.2 Equipements :.....	6
I.6. Situation hydraulique :.....	7
I.6.1 : Fiche signalétique de la commune de HAIZER :	7
Conclusion	8

Chapitre II : Estimation des besoins

INTRODUCTION	9
II.1. Situation démographique et son évolution :	9
II.2.Evaluation de la population :	9
II.3. Evolution des besoins en eau potable	10
II.3.1. Généralités	10
II.3.2. Evaluation des besoins en eau potable	10
II.4. Calcul des besoins en eau :	11
II.4.1.Agglomération	11
II.5 Variation de la consommation	13
II.6. Etude de la variation des débits journaliers	13
II.7. Etude de la variation des débits horaires	14
II.7.1 Consommation moyenne horaire à l'horizon de 2050 :	14

II.7.2. Consommation maximale et minimale horaire	14
II.8. Récapitulation des débits horaire :	16
Conclusion	19

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction.....	20
III.1. Types d'adduction	20
III.1.1. Adduction gravitaire	20
III.1.2. Adduction par refoulement.....	20
III.1.3. Adduction mixte	20
III.2. Adduction et types d'écoulement	20
III.2.1. Ecoulement à surface libre	20
III.2.2. Ecoulement en charge.....	21
III.3.Choix du tracé.....	21
III.4.Choix des matériaux de canalisation	21
III.4.1.Fonte	22
III.4.2.Acier	22
III.4.3. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)	22
III.4.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)	23
III.5.Calcul hydraulique	23
III.6.Proposition des variantes	27
III.6.1. première variante :	29
III.6.2.deuxiemme variante :	30

Chapitre IV : Dimensionnement du réservoir

Introduction.....	34
IV.1. Le rôle des réservoirs.....	34
IV.2. Emplacement du réservoir :	35
IV.3. Classification des réservoirs	36
IV.4. Choix du réservoir	36
IV.5. Equipements du réservoir	37

IV.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation.....	37
IV.5.2. Conduite de départ ou de distribution	38
IV.5.3. Conduite de trop-plein.....	38
IV.5.4. Conduite de vidange	39
IV.5.5. Conduite by-pass	39
IV.6. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :.....	41
IV.7. Détermination du volume des réservoirs d'alimentation	41
IV.7.1. La méthode analytique	42
IV.7.2. Méthode graphique	42
IV.8. Dimensionnement du réservoir	42
IV.8.1. Réservoir de stockage :.....	42
IV.8.3. Dimensionnement de la bêche de reprises de la station de pompage(SP)	44
IV.9. Hygiène et sécurité des réservoirs :.....	44
CONCLUSION.....	45

CONCLUSION GENERALE

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Liste des Tableaux

Tableau I.1: pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm) de (1995-2009).....	4
Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles interannuelles en (°C) de (1995-2009).....	5
Tableau I.3: Population de La commune HAZER en 2008	5
Tableau II.1 : Evolution de la population à différents horizons.....	10
Tableau II.2: Détermination des besoins domestique.	11
Tableau II.3: Détermination des besoins scolaires.	11
Tableau II. 4: Détermination des besoins sanitaires.	11
Tableau II.5: Détermination des besoins socioculturels.....	12
Tableau II. 6: Détermination des besoins commerciaux.	12
Tableau II.7: Détermination des besoins administratifs.	12
Tableau II.8: Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.	13
Tableau II.9: Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville.....	14
Tableau II.10: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.....	15
Tableau II. 11: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant	15
Tableau II. 12: Calcul des consommations maximale et minimale.....	16
Tableau II.13: Répartition horaire du débit maximum journalier	17
Tableau II.14: Variation du débit horaire pour la commune de HAZER	18
Tableau III.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :.....	24
Tableau III.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie	26
Tableau III. 3: Calcul HMT du tronçon (SP- R)	29
Tableau III.4: Frais d'investissement tronçon (SP- R).....	29
Tableau III. 5: Frais d'exploitation tronçon (SP- R ₁₀₀₀).....	29
Tableau III. 6: Bilan de tronçon (SP- R ₁₀₀₀)	30
Tableau III. 7: Calcul HMT du tronçon (SP-R ₁₀₀₀)	31
Tableau III. 8: Frais d'investissement tronçon (SP- R).....	31
Tableau III.9: Frais d'exploitation tronçon (SP- R)	32
Tableau III.10: Bilan de tronçon (SP- R ₁₀₀₀)	32
Tableau III. 11: Comparaison entre les variantes retenues	33
Tableau IV. 1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de HAZER	43
Tableau IV. 2: Tableau donnant les dimensions des baches de reprise pour une forme carré..	44

Liste des figures

Figure I.1 Plan de situation de commune concernées par le projet dans la carte géographique de BOUIRA (source : APC HAIZER).	1
Figure I.2: zoom de Plan de situation de commune concernée par le projet.....	2
Figure I.3: Plan de tracé du projet	2
Figure I. 4: Diagramme climatique de la commune de HAIZER (BOUIRA)	4
Figure I. 5: Plan d’emplacement d’adduction par apport station de traitement	7
Figure I. 6: AEP de HAIZER et sa localité. (Image de Google Earth)	8
Figure II. 1: Répartition des débits horaires de la commune de HAIZER	19
Figure II.2: Courbe intégrale de la consommation horaire de la commune de HAIZER.....	19
Figure III. 1: Tracé de la variante N°01 (image de Google-Earth)	28
Figure III. 2: Tracé de la variante N°02(image de Google-Earth)	28
Figure III. 3: Bilan total du tronçon SP-R ₁₀₀₀	30
Figure III. 4: Bilan total du tronçon SP-R ₁₀₀₀	32
Figure IV. 1: Arrivée par surverse (Chute libre) et Arrivée par sur verse(Noyée)	37
Figure IV. 2: Arrivée par-dessous (Par le fond) et Arrivée par dessous (Par le bas)	37
Figure IV. 3 : Conduite de départ.....	38
Figure IV. 4: Conduite de vidange et de trop plein.	39
Figure IV. 5: Conduit by-pass	39
Figure IV. 6: Equipements des réservoirs	40
Figure IV. 7: Traversée des conduites (Gaine en fonte)	41

INTRODUCTION GENERALE

En tant qu'élément de base indispensable à la vie, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance. Cette ressource vitale devient de plus en plus rare dans le monde entier.

Dans notre région le barrage de TILESDIT a permis à la Wilaya de BOUIRA, de consolider son système d'approvisionnement en eau potable. En effet, suite au transfert (Barrage de TILESDIT - Est de la wilaya de BOUIRA) tant attendu par les citoyens, l'ANBT (Agence Nationale des Barrages et transfert) a lancé un autre transfert à savoir l'alimentation en eau potable du flan nord de la wilaya à partir du barrage de TILESDIT.

Vu l'importance du projet, ce mémoire de fin d'étude n'abordera qu'une partie du transfert à savoir l'adduction (réservoir d'arrivé alimenté par la station de traitement du barrage de TILESDIT – Réservoir projeté de HAZER) et se compose de quatre chapitres, tous d'une importance majeure.

- 1-présentation globale de la zone d'étude.
- 2-Estimation des besoins en eau.
- 3-Etude de la conduite d'adduction.
- 4-Dimensionnement du réservoir.

Présentation de l'entreprise d'accueil

- **Direction des Ressources en Eau de BOUIRA** (*subdivision de SOUR EL GHOZLANE*)

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

La direction contient plusieurs Services : service de modélisation des ressources en eau, service de la mobilisation en eau potable, service de l'assainissement, service de l'hydraulique agricole et service de l'administration et des moyens.

Pratiquement on n'a pas fait beaucoup de travail concernons le stage, vu la situation de la santé publique 'covid-19', et les mesures préventives prises.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction

L'objectif de ce chapitre est de connaître la situation de la ville de HAZER du point de vue géographique, topographique, climatique et cela nous permettra de mener à bien notre travail.

I.1. Situation géographique :

HAIZER se situe au nord- Est centre de la wilaya de BOUIRA précisément dans la partie sud du Djurdjura et à 09 Km de son chef-lieu de la wilaya (BOUIRA).

Elle constitue par cette position géographique, une zone tampon entre le chef-lieu de la wilaya et la station touristique hivernale (TIKDJDA).

Ses limites sont essentiellement physiques :

- Au nord : montagnes de HAZER (parc national et commune de TAGHZOUT).
- A l'ouest : Forêts de BOUIRA.
- Au Sud : commune de BOUIRA et L'ASNAM.
- A l'est : EL ASNAM et forêts d'AZEROU.

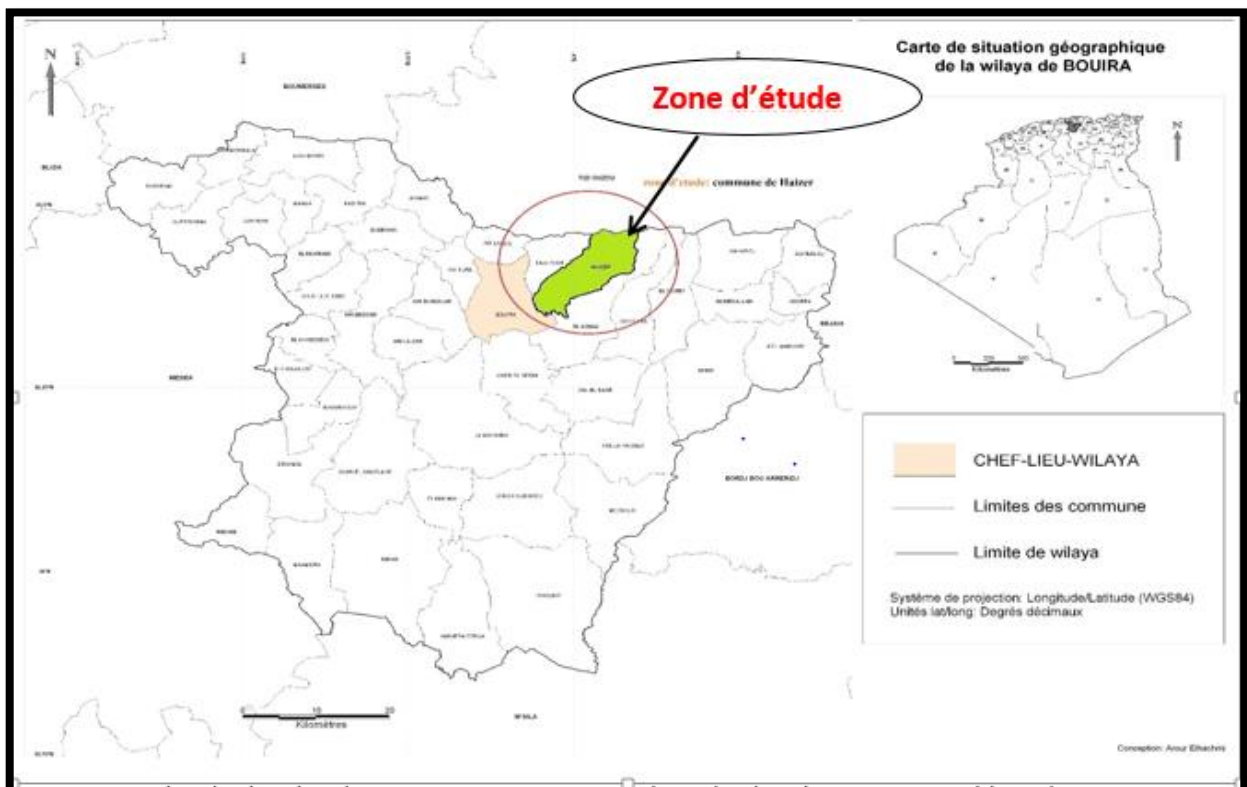


Figure I.1 Plan de situation de commune concernées par le projet dans la carte géographique de BOUIRA (source : APC HAZER).

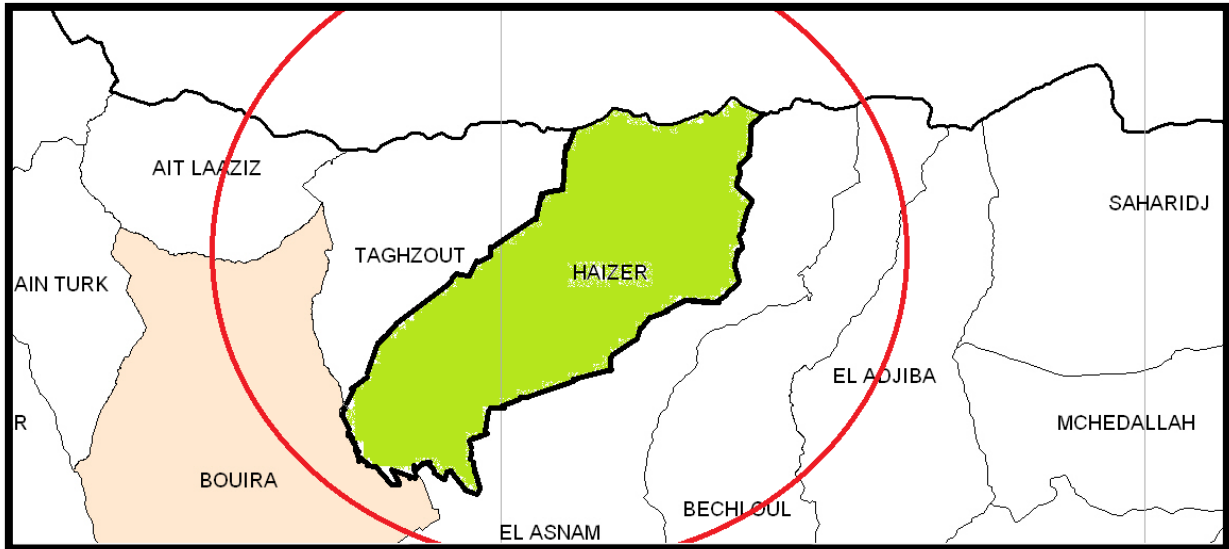


Figure I.2: zoom de Plan de situation de commune concernée par le projet



Figure I.3: Plan de tracé du projet

I.2.Situation topographique :

Le terrain traversé, présente un relief variable avec des courbes ascendantes et descendantes répétées. Le caractère hétérogène de celui-ci, ne présente aucune difficulté majeure pouvant empêcher le bon déroulement des travaux d'exécution.

I.3. Situation géologique

La commune de HAIZER est formée, d'une zone de montagne au Nord et d'une zone de plateau au sud.

- **Zone montagneuse** : au Nord est formée par une ligne de crête culminant à 2164m au djebel TACHGAGALT ou s'intercalent des cols de TIZI CHERRAD. Puis des escarpements abrupts tombent brusquement à 1328m puis 1000m .Les altitudes baissent jusqu'à 600m et forme une assise caillouteuse c'est lisière que se trouve le plus grands nombre de hameaux.

- **La zone de plateau** : c'est un vaste plateau rougeâtre large en sa partie Ouest, et qui va en s'effilant vers la partie Est. La topographie est plane et affectée par de mines chaàbats.

I.4.Situation climatologique

a-Situation climatique :

Le climat dans la commune de HAIZER à une tendance continentale, car la chaîne du Djurdjura et le massif kabyle amortissent l'influence de la méditerranée.

Il est caractérisé par :

- Une saison chaude sèche et prolongée, allant de mai à Octobre ;
- Une saison froide et pluviale durant le reste de l'année.

Les données climatiques sont fournies par la station météorologique d'AIN BESSEM.

Code : 1506

X : 36°-17' N

Y : 03°-40' E

Z : 748 m

b-Pluviométrie :

Tableau I.1: pluviométrie moyenne mensuelle interannuelle en (mm) de (1995-2009)

Mois \ Années	Janv.	Févr.	Mars.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Total
Moy Interannuelle	70,45	47,41	49,01	52,94	42,24	9,7	4,06	13,23	39,71	43,75	59,81	72,01	42,03

Source : O.N.M d'Ain Bessem.

Les précipitations se présentent surtout sous forme d'averses avec une moyenne interannuelle de 42,03 mm ; Le maximum est enregistré au mois de décembre (72,01mm), et le minimum en Juillet (4,06 mm).

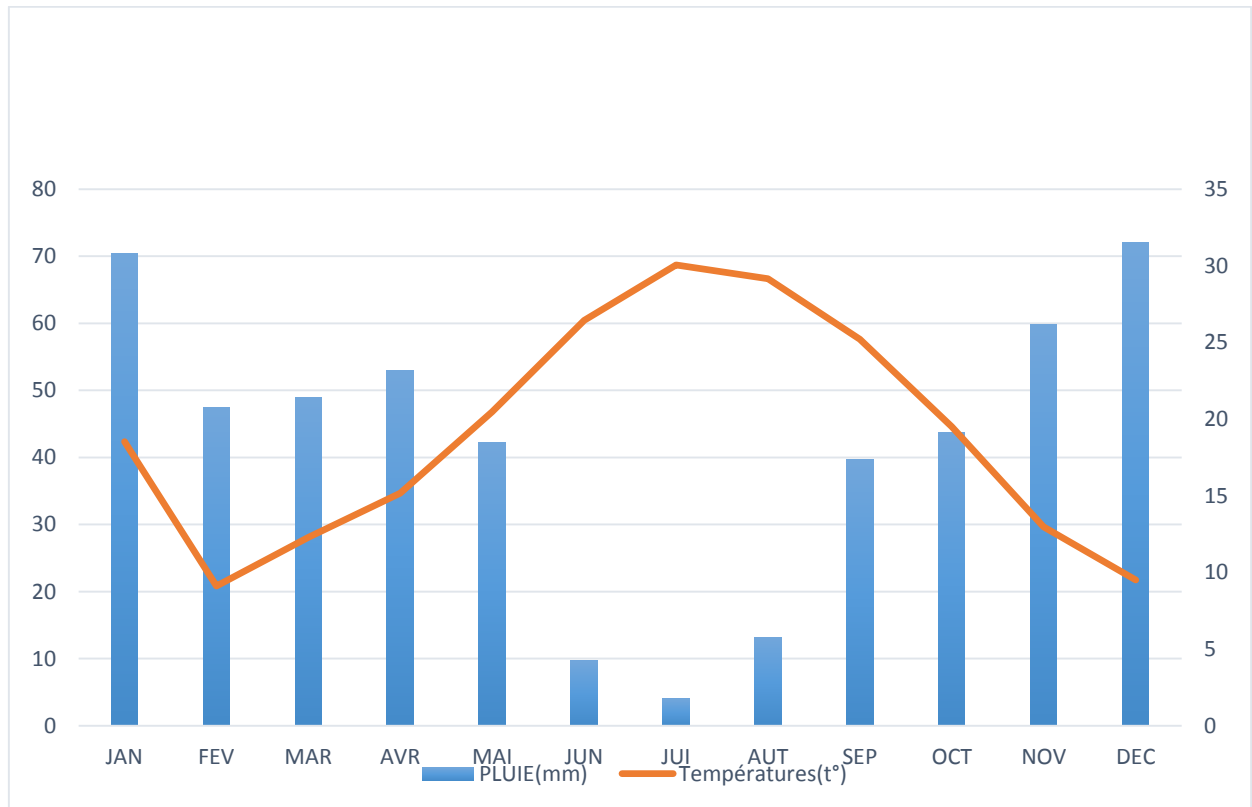


Figure I. 4: Diagramme climatique de la commune de HAIZER (BOUIRA)

c- Les Températures :

Le tableau montre que le mois le plus chaud est le mois d' juillet ou l'on enregistre une température moyenne mensuelle de 30,06 °C.

La température minimale est enregistrée au mois de Janvier avec une moyenne mensuelle de 8,53 °C.

Tableau I.2: Températures moyennes mensuelles interannuelles en (°C) de (1995-2009)

Mois Années	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Total
Moy interannuelle	18,53	9,11	12,28	15,17	20,47	26,45	30,06	29,16	25,21	19,52	12,98	9,51	218,46

Source : O.N.M d'Ain BESSEM.

I.5 Situation urbanistique :**I.5.1 Démographie et population :**

D'après le dernier recensement 2008.

Tableau I.3: Population de La commune HAZER en 2008

Localités	Population en 2008
IGHOURAF (un tiers de HAZER)	1930
Tiftissine	790
Amzabel	310
Guentour A	790
Guentour B	780
Ighil zogaghen	600
Tighilt N'sksou	2655
TOTAL	7855

Source : APC de HAZER.

I.5.2 Equipements :

La commune HAZER chef-lieu dispose des équipements suivants :

a. Équipement sanitaire :

- Salle de de soins de 4800m²

b. Équipements administratifs :

- sureté : 360m²
- Protection civil : 250m²
- Siégé APC : 1000m²
- siégé Daïra : 3000m²
- Ecole de police : 1000m²
- Subdivision des travaux publics 360 m²

c. Équipements socioculturelle :

- une mosquée : 360m²
- Maison de jeunes : 575m²
- terrain de football : 7800 m²
- Salle de sport et piscine : 5424m²

d. Équipements scolaires :

- 01 lycée (347 élèves)
- 01 CEM (365 élèves)
- 01 primaire (829 élèves)

Le village Tighil N'Sksous dispose des équipements suivants :

e. Équipements scolaires :

- 01 lycée (223 élèves)
- CEM (234 élèves)
- 02 primaires (532 élèves)

I.6. Situation hydraulique :

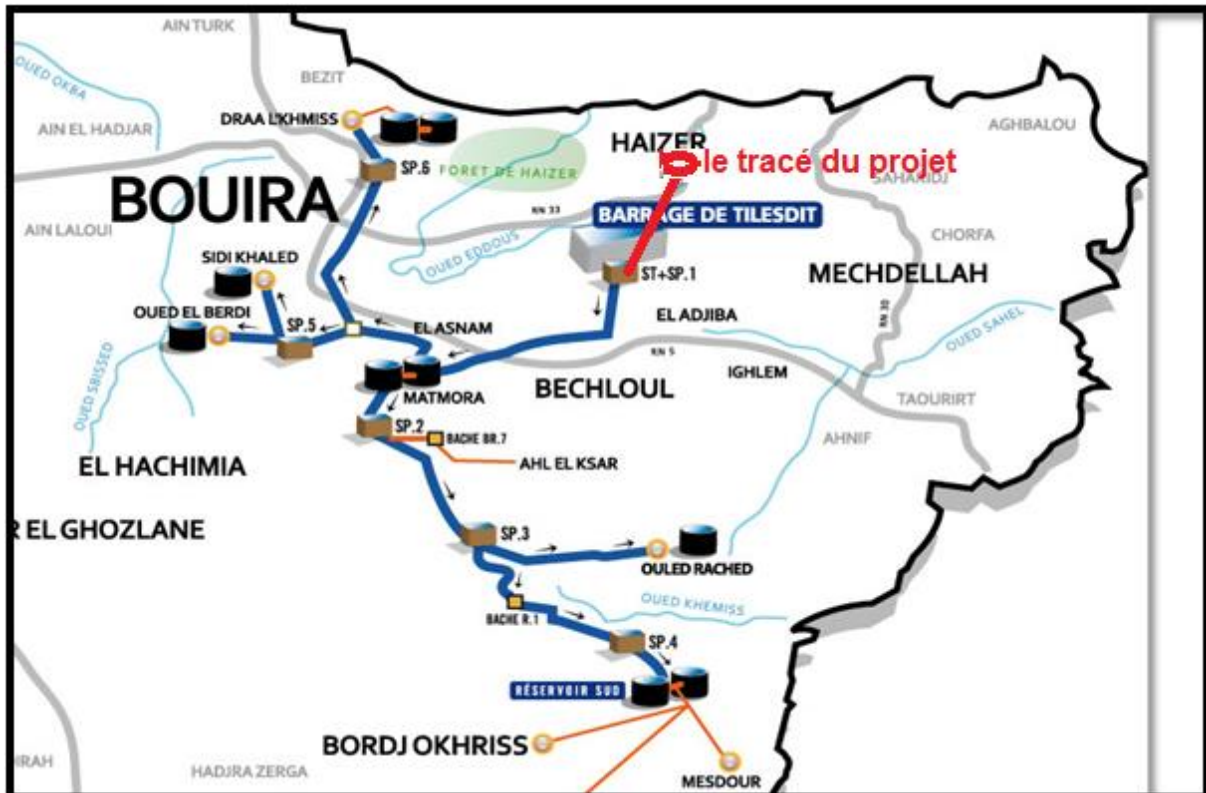


Figure I. 5: Plan d'emplacement d'adduction par apport station de traitement

I.6.1 : Fiche signalétique de la commune de HAIZER :

- **Production** : 1 585 m³/j (Forages et Sources)
- **Indicateurs d'infrastructures** :
 - **Linéaire des réseaux** : 147 Km
 - **Adduction** : 36 Km
 - **Distribution** : 130 Km
 - **Stockage** :
 - Nombre d'ouvrages (Réservoirs et bache): 17
 - Capacité de : 3.835m³
 - Réservoir 625 m³ existant
 - Réservoir 100 m³ existant
 - Réservoir 300 m³ existant
 - Réservoir 1.000 m³ en cours de réalisation
 - Réservoir 300 m³ en cours de réalisation.



Figure I. 6: AEP de HAIZER et sa localité. (Image de Google Earth)

Conclusion

A travers ce chapitre nous avons recensé en plus des informations concernant notre ville. Les données nécessaires à l'étude hydraulique du système d'alimentation en eau potable qui sera projeté ces données concernant le réseau de distribution vu son état vétuste et le réseau d'adduction vu l'insuffisance des ressources actuelles, Et pour cela on a choisie l'alimentation à partir les eaux de barrage pour éliminer complètement la carence.

Chapitre II : Estimation des besoins

INTRODUCTION

Le calcul des besoins en eau d'alimentation pour une agglomération exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

En règle générale, les normes objectives résultent de l'adéquation des critères sociopolitiques et socio-économique qui procèdent à la fois de :

- La volonté politique des pouvoirs publics qui fixent pour chaque période de planification les objectifs qualitatifs et quantitatifs du secteur de l'alimentation en eau potable.
- Des ressources en eau susceptibles d'être mobilisés pour satisfaire les besoins en eau domestiques (qualité et quantité) ...etc.

L'aspect quantitatif des besoins en eau potable nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaire pour l'alimentation de toute la commune. Ainsi que la répartition des débits qui nous conduira au dimensionnement de tous les ouvrages d'écoulements, d'adductions (conduites) et d'accumulations (réservoirs).

II.1. Situation démographique et son évolution :

D'après les dernières données de recensement général de la Direction de la Population et l'aménagement du Territoire (DPAT), la population de la commune de HAZER est de 7855 **habitants** en 2008. Avec un taux d'accroissement de 2% répartis sur les villages que comporte la commune.

II.2. Evaluation de la population :

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par l'application de la relation suivante :

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

Avec :

P_n : La population à l'horizon de calcul.

P₀ : La population de l'année de référence. (7855)

T : Taux d'accroissement naturel de la population en %.

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

$$\begin{aligned} P_{2020} &= 7855 (1+0.02)^{12} \\ &= 9962 \text{ hab.} \end{aligned}$$

En 2020 la population de la commune DE HAZER a été estimée à **9962 Habitants**, les préventions seront établies pour l'horizon 2050.

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau II.1.

Tableau II.1 : Evolution de la population à différents horizons

Communes	Population en 2008	Population en 2020	Population en 2030	Population en 2050
HAIZER	7855	9962	12143	18044

À l'horizon 2050, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de 18044 **habitants**.

II.3. Evolution des besoins en eau potable

II.3.1. Généralités

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

a) Besoins domestique :

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

b) Besoins publics :

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

c) Besoins scolaires :

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

d) Besoins sanitaires :

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

II.3.2. Evaluation des besoins en eau potable

❖ Choix de la dotation :

L'exploitation des ressources en eau par les différents consommateurs (l'usage domestique, l'activité industrielle,...etc.), est liée à la variation des besoins en eau d'une agglomération. Les besoins en eau varient selon la saison (atteindre un minimum en hiver, un maximum en été), et selon le type d'agglomération (rurale, urbaine).

Selon l'information donnée par la subdivision de HAIZER et la DRE de BOUIRA (la dotation adoptée à la commune de HAIZER est 150 (l/j/h).

Donc on va prendre la dotation 150(l/j/h) pour déterminer les besoin domestique de la commune de HAIZER.

II.4. Calcul des besoins en eau :

II.4.1. Agglomération

- **Besoins domestiques**

Tableau II.2: Détermination des besoins domestique.

Année	N ^{bre} d'habitants [hab]	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
2020	9962	150	1494.3
2050	18044	150	2776.6

- **Besoin scolaires**

Tableau II.3: Détermination des besoins scolaires.

Désignation	Quantité	Nombre d'écoliers	Dotation l/J/u	Consommation moyenne journalière m ³ /J
Ecole primaire	3	1361	20	27.22
CEM	2	599	20	11.9
Lycée	2	570	20	11.4
Totale				50.6

- **Besoin sanitaire**

Tableau II. 4: Détermination des besoins sanitaires.

Désignation	Quantité	Dotation l/J/u	Consommation moyenne m ³ /J
Centre de soin	1 (8 lits)	200	1,6
Pharmacie	2	200	0,4
Total			2.0

- **Besoin socioculturels**

Tableau II.5: Détermination des besoins socioculturels.

Désignation	Quantité (visiteur)	Dotation l/J/u	Consommation moyenne journalière m ³ /J
Mosquée	380	30	11.4
Salle omnisport & piscine	50	30	1.5
Maison des jeunes	30	30	0.9
Total			13.8

- **Besoin commerciaux**

Tableau II. 6: Détermination des besoins commerciaux.

Désignation	Quantité	Dotation l/J	Consommation moyenne journalière m ³ /J
Café	2	250	0,5
Restaurant	1	200	0,2
Boucherie	1	200	0,2
Boulangerie	1	500	0,5
Marché (m ²)	280	5	1,4
Total			2.8

- **Besoins administratif**

Tableau II.7: Détermination des besoins administratifs.

Désignation	Quantité (employé)	Dotation l/J/employé	Consommation moyenne journalière m ³ /J
siégé Daira	22	30	0,66
Siege APC	16	30	0,48
Protection Civile	12	30	0,36
Ecole police	20	30	0,60
Sécurité	10	30	0,30
Total			2.4

Tableau II.8: Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale.

Désignation	Consommation moyenne Journalière (m ³ /j)
Domestique	2776.6
Scolaire	50.60
Sanitaire	2.0
Socioculturels	13.8
Commerciaux	2.8
Administratifs	2.4
Total	2848.2

II.5 Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

II.6. Etude de la variation des débits journaliers

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours de l'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale. Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne. Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum $K_{\max j}$.

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière $K_{\min j}$.

Ces débits sont donnés par les formules suivantes :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy } j} * K_{\max j} \quad [\text{m}^3/\text{j}]$$

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moy } j} * K_{\min j} \quad [\text{m}^3/\text{j}]$$

Avec :

Q moy j : débit moyen journalier (m³/j).

Q max j : débit maximum journalier (m³/j).

Q min j : débit minimum journalier (m³/j).

K max j : varie entre 1.1 à 1.3

K min j : varie entre 0,7à 0,9

Dans notre cas nous prenons **K max j = 1,3**

Dans notre cas **K min j = 0,8**

Tableau II.9: Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville

Catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)	K _{max,j}	Q _{max,j} (m ³ /j)	K _{min,j}	Q _{min,j} (m ³ /j)
Total	2848.2	1.3	3702.66	0.8	2279

II.7. Etude de la variation des débits horaires

II.7.1 Consommation moyenne horaire à l’horizon de 2050 :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = \frac{Q_{\text{max.j}}}{24\text{h}}$$

Avec :

Q_{moy.h} : débit moyen horaire (m³/h)

Q_{max.j} : débit maximal journalier (m³/j)

Donc : $Q_{\text{moy.h}} = \frac{3702.66}{24} = 154.275 \text{ m}^3/\text{h}$;

II.7.2. Consommation maximale et minimale horaire

a) Consommation maximale horaire

Le débit maximum horaire qui correspond au coefficient maximum horaire peut être déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l’agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{max} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 1,2 à 1,4.
- Un coefficient β_{max} étroitement lié à l’accroissement de la population.

On peut donc écrire :

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

Tableau II.10: Variation du coefficient β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\max} = 1,3$ et $\beta_{\max} = 1,22$ par interpolation

Alors : $K_{\max,h} = 1,3 * 1,22 \Rightarrow K_{\max,h} = 1,59$

b) Consommation minimale horaire

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient α_{\min} tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient β_{\min} étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

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

Tableau II. 11: Variation du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas on prend : $\alpha_{\min} = 0,5$ et $\beta_{\min} = 0,48$

Alors : $K_{\min,h} = 0,5 * 0,48 \Rightarrow K_{\min,h} = 0,24$

II.8. Récapitulation des débits horaire :

Tableau II. 12: Calcul des consommations maximale et minimale

La ville	$Q_{\text{moy, h}}$ [m ³ /h]	$K_{\text{min, h}}$	$Q_{\text{min, h}}$ [m ³ /h]	$K_{\text{max, h}}$	$Q_{\text{max, h}}$ [m ³ /h]
HAIZER	154.275	0.24	37.03	1.59	245.87

- **Débit de pointe**

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centre d'agglomération se basant sur le tableau II.13

- **Remarque**

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

On a : N= 18044 hab et $Q_{\text{maxj}}=3702.66 \text{ m}^3 / \text{j}$.

Tableau II.13: Répartition horaire du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	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	5.0	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
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Tableau II.14: Variation du débit max j pour la commune de HAIZER

Heures	Consommation totale $Q_{\max, j}=3702.66 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée m^3/j	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0...1	1.5	3702.66	55.5399	55.5399
1...2	1.5	3702.66	55.5399	111.0798
2...3	1.5	3702.66	55.5399	166.6197
3...4	1.5	3702.66	55.5399	222.1596
4...5	2.5	3702.66	92.5665	314.7261
5...6	3.5	3702.66	129.5931	444.3192
6...7	4.5	3702.66	166.6197	610.9389
7...8	5.5	3702.66	203.6463	814.5852
8...9	6.25	3702.66	231.4163	1046.001
9...10	6.25	3702.66	231.4163	1277.418
10...11	6.25	3702.66	231.4163	1508.834
11...12	6.25	3702.66	231.4163	1740.25
12...13	05	3702.66	185.133	1925.383
13...14	05	3702.66	185.133	2110.516
14...15	5.5	3702.66	203.6463	2314.163
15...16	06	3702.66	222.1596	2536.322
16...17	06	3702.66	222.1596	2758.482
17...18	5.5	3702.66	203.6463	2962.128
18...19	05	3702.66	185.133	3147.261
19...20	4.5	3702.66	166.6197	3313.881
20...21	04	3702.66	148.1064	3461.987
21...22	03	3702.66	111.0798	3573.067
22...23	02	3702.66	74.0532	3647.12
23...24	1.5	3702.66	55.5399	3702.66

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ pour la commune de HAIZER est de $231.42 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient 8h à 12h

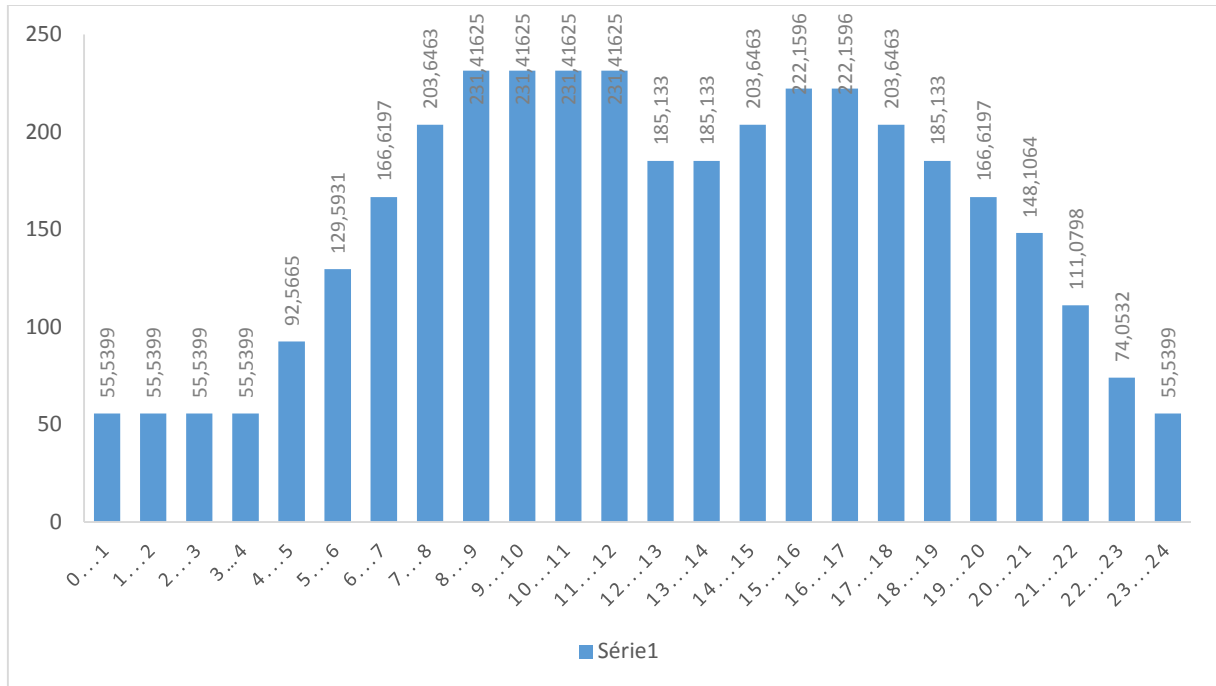


Figure II. 1: Répartition des débits horaires de la commune de HAIZER

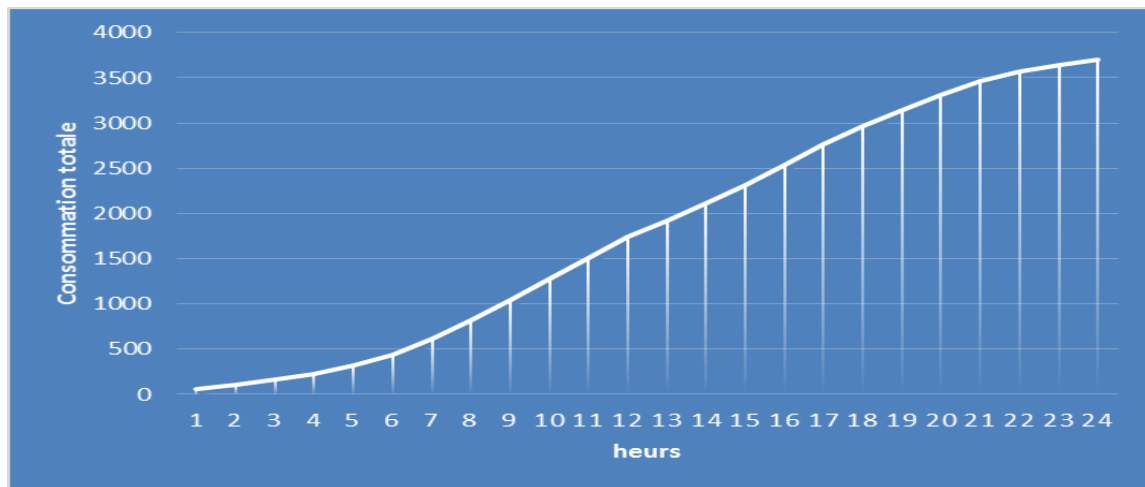


Figure II.2: Courbe intégrale de la consommation horaire de la commune de HAIZER

Conclusion

La mise en évidence des besoins en eau potable de la communes de la zone d'étude et par conséquent les besoins en eau à l'horizon 2050, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau ainsi que de dimensionner l'adduction, tout cela afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer des quantités d'eau suffisantes.

Chapitre III : Etude d'adduction

Introduction

Les adductions sont nécessaires pour assurer le transport de l'eau entre le point de captage et le point d'accumulation. Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

III.1. Types d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

III.1.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.2. Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

III.1.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction mixte (refoulement).

III.2. Adduction et types d'écoulement

On distingue deux types d'écoulement :

III.2.1. Ecoulement à surface libre

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente.

III.2.2. Ecoulement en charge

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement.

III.3.Choix du tracé

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragiles (traversées de rivière, de route, De chemin de fer etc. ...).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses de construction aussi faibles que possible en évitant les points hauts sur le refoulement.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le trace en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long
- idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre trace se trouve topographiquement accidentée ou une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un trace où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

III.4.Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

III.4.1.Fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

III.4.2.Acier

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

III.4.3. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux. L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

III.4.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD). Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

- **Choix de la conduite**

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- La disponibilité sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes.
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

III.5.Calcul hydraulique

a) Cas gravitaire

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau III.1

Tableau III.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :

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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

b) Cas de refoulement :

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

➤ **Formule de BRESS :** $D = 1,5 * \sqrt{Q}$

➤ **Formule de BONNIN :** $D = \sqrt{Q}$

Q : débit à élever en m³/s.

❖ **Calcul des pertes de charge :**

➤ **Pertes de charge linéaires :**

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de :

- Diamètre D de la conduite en (m) ;
- Débit Q en (m³/s) ;
- La rugosité absolue K_s exprimée en mm ;
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

λ : coefficient de frottement ;

V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m) ;

I : gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad \text{Formule de Nikuradzé}$$

K_s : rugosité absolue de la conduite ;

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{Formule Colebrook})$$

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

R_e : Nombre de Reynolds ;

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

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s), donnée par la formule de STOCKS.

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

t : température de l'eau en degré;

A $t = 20^\circ\text{C}$: $\nu = 0,01 \text{ Stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Avec : L la rugosité de la conduite, pour notre cas est égale à 0,015 mm

➤ Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) , Pour le dimensionnement des adductions hydrauliquement longues les singularités sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

➤ Pertes de charge totales (ΔH_t) :

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors :

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l \end{aligned}$$

❖ **Calcul de la hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale d'une pompe est la différence de pression en mètre colonne de liquide (mCL) entre les orifices d'aspiration et de refoulement, (hauteur géométrique d'élévation totale) y compris la pression nécessaire pour vaincre les pertes de charge dans les conduites d'aspiration et de refoulement, donnée par la relation suivante :

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t$$

Hg: la hauteur géométrique ;

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration ;

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

❖ **Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit :

$$P = \frac{g * Q * HMT}{\eta}$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=82\%$)

Q: débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

g: pesanteur ($9.81 m/s^2$).

➤ **Energie consommée par la pompe :**

$$E = P * t * 3665 \text{ [Kwh]}$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=20h$

P: puissance de la pompe en (kW)

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]}$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H))

e: prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ.

Tableau III.2: Variation journalière des tarifs de l'énergie

Période	Horaire	Nombre d'heure	Prix du KWh (DA)
Heures pleines	06 h à 17 h	11	4.472
Heures de pointes	17 h à 21 h	4	7,267
Heures creuses	21 h à 06 h	9	4.179

(Source SONELGAZ)

Compte tenu de la variation journalière des tarifs du KWh, les heures de pompage seront pendant la période définie entre 21 h à 17 h pour éviter les heures de pointes. Le prix moyen du KWh pendant les 18 heures de pompage sera égal à :

$$e = \frac{11 \times 4.472 + 9 \times 4.179}{20} = 4.34015 \text{ DA}$$

❖ **Frais d'exploitation :**

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations. Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondant à chaque canalisation.

❖ **Frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_{rc} * A \text{ [DA]}$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

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

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,0888 = 8,88 \%$$

III.6. Proposition des variantes

Vue la morphologie du terrain qui est accidenté, la hauteur géométrique est très importante, Alors, pour refouler l'eau jusqu'au réservoir, il est nécessaire de trouver des zones favorables pour l'implantation d'une ou plusieurs stations de reprise.

Une étude de variante est nécessaire.

- Variante N°1

L'eau potable sera pompée De la Station de pompage projeté dont sa bache a eau (cote radier = 539.00 m) (cote trop-plein = 542.00 m) vers le réservoir projeté (côte = 714 m) à l'aide d'une conduite en refoulement sur une longueur de 9382.47 m.

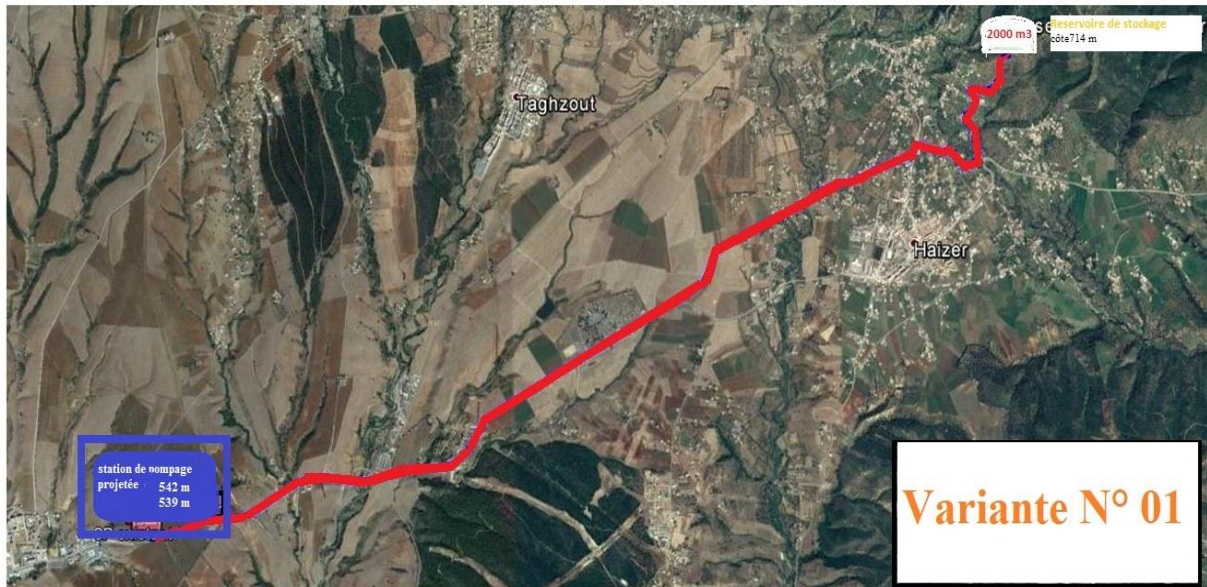


Figure III. 1: Tracé de la variante N°01 (image de Google-Earth)

- Variante N°2

La variante N°02, consiste-t-on deux étapes :

L'eau potable est acheminée à partir du réservoir (1000 m³ existant) (cote radier = 539.00 m) (cote trop-plein = 543.00 m) à l'aide d'une conduite gravitaire vers une station de reprise (côte de sa bache a eau = 525.00 m).

De la Station, elle sera pompée vers le réservoir projeté (côte = 714m) à l'aide d'une conduite en refoulement sur une longueur de 6737 m.



Figure III. 2: Tracé de la variante N°02(image de Google-Earth)

III.6.1. première variante :

- De la station de pompage projeté vers le réservoir de stockage R_{1000} :

Le dimensionnement de ce tronçon sera fait par le biais de la détermination du diamètre économique.

Ce tronçon relie directement SP projeté dans la cote de sa bache enterré est 539m NGA avec la cote réservoir de stockage =714 m avec une hauteur géométrique $H_g=175m$. On a la Hauteur géométrique $160m < H_g < 200m$ donc on va proposer une conduit en **PEHD PN20** de pression nominal de 20bar (200m), sur une longueur de 9382 m.

Le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q}$$

$$D = \sqrt{0.067} = 0.26 \text{ m}$$

Tableau III. 3: Calcul HMT du tronçon (SP- R)

Dextérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Dintérieur (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ	longueur (m)	Hg (m)	ΔH_T (m)	HMT (m)
125	14	97	6,53	633410,00	0,0146722	9382,47	175	3392,82	3567,82
160	17,9	124,2	3,98	494316,00	0,0146729	9382,47	175	984,40	1159,40
200	22,4	155,2	2,55	395760,00	0,0148224	9382,47	175	326,68	501,68
250	27,9	194,2	1,63	316546,00	0,0151035	9382,47	175	108,70	283,70
315	35,2	244,6	1,03	251938,00	0,0155145	9382,47	175	35,40	210,40
400	44,7	310,6	0,64	198784,00	0,0160535	9382,47	175	11,14	186,14
500	55,8	388,4	0,41	159244,00	0,0166500	9382,47	175	3,79	178,79

Tableau III.4: Frais d'investissement tronçon (SP- R)

Dextérieur (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
125	1 407,22	9382,47	8,88	1172444,11
160	2 278,88	9382,47	8,88	1898679,26
200	3 952,30	9382,47	8,88	3292911,45
250	5 579,21	9382,47	8,88	4648393,22
315	8 875,48	9382,47	8,88	7394724,53
400	14 158,74	9382,47	8,88	11796543,05
500	22 304,68	9382,47	8,88	18583441,60

Tableau III. 5: Frais d'exploitation tronçon (SP- R_{1000})

Dextérieur (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	prix unitaire d'un Kwh (DA)	Frais d'exploitation (DA)
125	3567,82	4014,80	29308007,46	4.34015	127201148,59
160	1159,40	1304,65	9523950,26	4.34015	41335372,72
200	501,68	564,53	4121046,82	4.34015	17885961,34
250	283,70	319,24	2330437,13	4.34015	10114446,69
315	210,40	236,76	1728314,81	4.34015	7501145,53
400	186,14	209,46	1529023,26	4.34015	6636190,29
500	178,79	201,19	1468682,15	4.34015	6374300,84

Tableau III. 6: Bilan de tronçon (SP- R₁₀₀₀)

Dextérieur (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
125	1172444,11	127201148,59	128 373 592,70
160	1898679,26	41335372,72	43234051,98
200	3292911,45	17885961,34	21178872,79
250	4648393,22	10114446,69	14762839,91
315	7394724,53	7501145,53	14895870,06
400	11796543,05	6636190,29	18 432 733,34
500	18583441,60	6374300,84	24957742,43

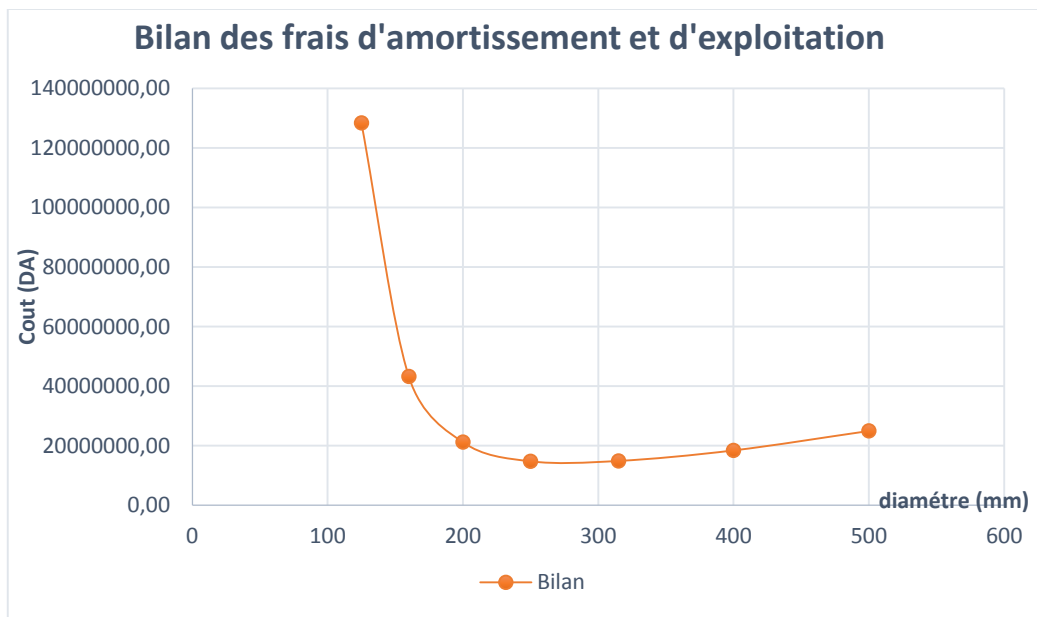


Figure III. 3: Bilan total du tronçon SP-R₁₀₀₀

On a proposé une conduit en **PEHD PN20** de pression nominal de 20bar (200m), et Le calcule de diamètre économique nous a donné le 250mm comme meilleur variante avec une vitesse de 1.63 m/s, mais par contre ils ne peuvent pas supporter la HMT correspondante (283m) $HMT > PN$, Même cas pour le diamètre 315mm(210m) $HMT > PN$, alors nous allons prendre un diamètre de 400 mm(186m) offrant une vitesse de 0.64 m/s, et $HMT < PN$.

III.6.2.deuxieme variante :

- **Réservoir (1000 existant) vers la station de reprise :**

Le dimensionnement de ce tronçon sera fait par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux mais de sorte à éviter l'écrêtement de la ligne de charge et d'avoir des sur pressions dans les points bas de l'adduction gravitaire.

Le diamètre de l' adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par L'intermédiaire de la charge disponible Hd. Telle que $Hd = 539-525 = 14$ m Mais

par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite. D'où $\Delta H = H_d$

En appliquant la formule :
$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Avec : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$

$$D_{av} = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 * 2646 * 0,067^2}{14}} = 0,23 \text{ m}$$

Donc : **D=230 mm** et Le diamètre normalisé et de **250mm** avec une vitesse d'écoulement de 1.37m/s et avec une perte de charge 12m. Donc on a choisi un conduit en PEHD PN10.

• **Station de pompage vers le réservoir de stockage :**

Ce tronçon relie SP dont la cote est 525 m NGA avec la R (cote =714 m) avec une hauteur géométrique $H_g = 189 \text{ m}$. On a la Hauteur géométrique $160 \text{ m} < H_g < 200 \text{ m}$ donc on va proposer une conduit en **PEHD PN20** de pression nominal de 20bar (200m), sur une longueur de 6736.5 m, le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q}$$

$$D = \sqrt{0.067} = 0.26 \text{ m}$$

Tableau III. 7: Calcul HMT du tronçon (SP-R₁₀₀₀)

Dextr (mm)	Epaisseur (mm)	Dint (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	λ	Longueur (m)	Hg (m)	ΔH_T (m)	HMT (m)
125	14	97	6,53	633410,00	0,014672216	6737	189	2436,19	2625,19
160	17,9	124,2	3,98	494316,00	0,014672941	6737	189	706,84	895,84
200	22,4	155,2	2,55	395760,00	0,014822437	6737	189	234,57	423,57
250	27,9	194,2	1,63	316546,00	0,015103577	6737	189	78,05	267,05
315	35,2	244,6	1,03	251938,00	0,015514561	6737	189	25,42	214,42
400	44,7	310,6	0,64	198784,00	0,016053583	6737	189	8,00	197,00
500	55,8	388,4	0,41	159244,00	0,016650047	6737	189	2,72	191,72

Tableau III. 8: Frais d'investissement tronçon (SP- R)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
125	1 407,22	6736,5	8,88	841800,69
160	2 278,88	6736,5	8,88	1363228,75
200	3 952,30	6736,5	8,88	2364270,60
250	5 579,21	6736,5	8,88	3337490,12
315	8 875,48	6736,5	8,88	5309322,79
400	14 158,74	6736,5	8,88	8 469 775,26
500	22 304,68	6736,5	8,88	13342686,34

Tableau III.9: Frais d'exploitation tronçon (SP- R)

Dextérieur (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation (DA)
125	2625,19	2954,07	21564688,37	93593982,22
160	895,84	1008,07	7358920,23	31938817,63
200	423,57	476,63	3479412,97	15101174,19
250	267,05	300,50	2193681,44	9520906,50
315	214,42	241,28	1761332,81	7644448,61
400	197,00	221,68	1618233,27	7 023 375,11
500	191,72	215,74	1574905,87	6835327,69

Tableau III.10: Bilan de tronçon (SP- R₁₀₀₀)

Dextérieur (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
125	841800,69	93593982,22	94435782,91
160	1363228,75	31938817,63	33302046,38
200	2364270,60	15101174,19	17465444,79
250	3337490,12	9520906,50	12858396,62
315	5309322,79	7644448,61	12953771,39
400	8469775,26	7023375,11	15 493 150,37
500	13342686,34	6835327,69	20178014,03

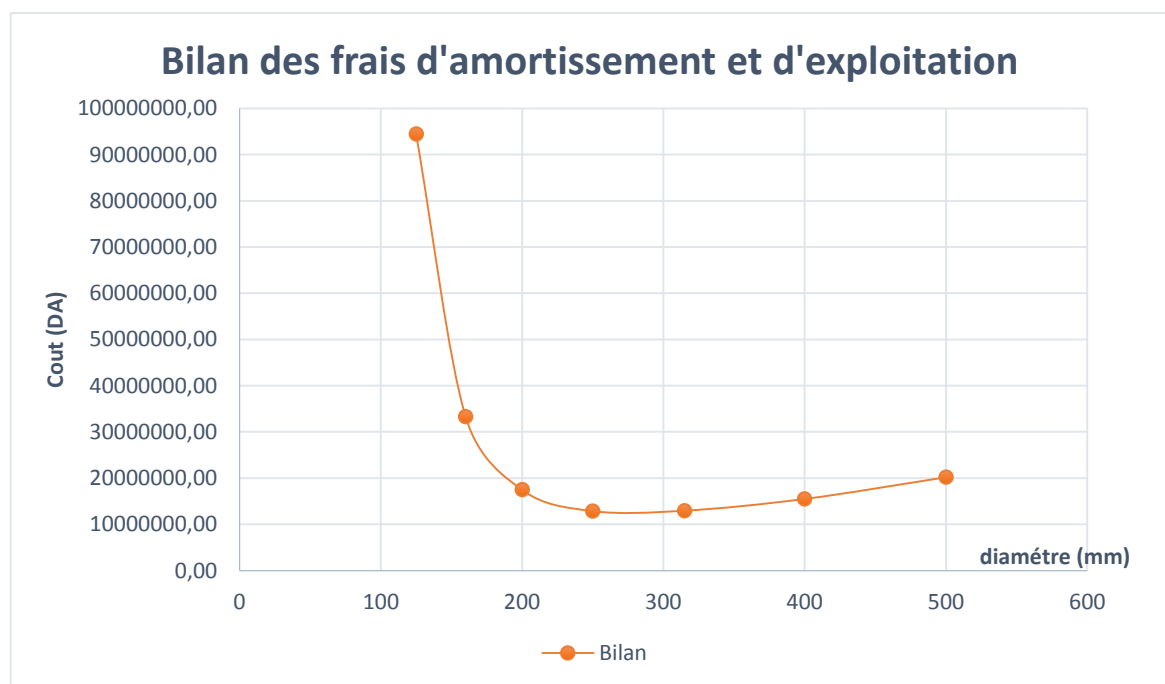


Figure III. 4: Bilan total du tronçon SP-R₁₀₀₀

On a proposé une conduit en **PEHD PN20** de pression nominal de 20bar (200m), et Le calcule de diamètre économique nous a donné le 250mm comme meilleur variante avec une vitesse de 1.63 m/s, mais par contre ils ne peuvent pas supporter la HMT correspondante (267m) $HMT > PN20$, Même cas pour le diamètre 315mm(214m) $HMT > PN$, alors nous allons prendre un diamètre de 400 mm offrant une vitesse de 0.64 m/s, et $HMT < PN$.

- **Interprétation des résultats pour les 2 variantes :**

D'après les frais d'investissement et d'exploitation calculés et l'étude technique réalisé pour les deux variantes, on remarque que la deuxième variante est la plus économique.

Tableau III. 11: Comparaison entre les variantes retenues

Variante	Commentaires	Bilan partiel (DA)	Bilan total (DA)
01	Refoulement directe 9383 m. PN20 (Φ400)	18 432 733,34	18 432 733,34
02	<ul style="list-style-type: none"> • Gravitaire 2646 m (Φ250) • Refoulement 6737m (Φ400) PN20 	1 310 917,96 15 493 150,37	16 804 068,33

Conclusion

L'étude de l'adduction effectuée pour la commune de HAIZER Wilaya de BOUIRA, a été réalisée en se basant sur deux aspects :

- L'aspect technique qui nous a permis de faire une petite synthèse où l'ensemble des paramètres hydrauliques, vitesse, pression et pertes de charge ont été vérifiés.
- L'aspect économique qui nous a permis de déterminer les facteurs influant sur le coût du projet.

Cette étude technico-économique nous a permis de récapituler ce qui suit :

La deuxième variante du tracé avec le **PEHD PN10** comme matériau a été adoptée pour le tronçon gravitaire, et le **PN20** pour le tronçon de refoulement

- un diamètre de **250** sur une longueur de 2646 m tout en ayant des vitesses acceptables de l'ordre de **1.27 m/s**. (pour la partie gravitaire)
- SP vers Réservoir avec le diamètre 400 mm sur une longueur de 6737 m avec une vitesse de 0.64m/s

Chapitre IV : Dimensionnement du réservoir

Introduction

Les réservoirs sont des ouvrages hydrotechniques variés nécessitant une étude technique approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien, les tâches auxquelles ils sont conçus. Ils servaient de réserve d'eau, cependant leur rôle a sensiblement changé au cours du temps.

IV.1. Le rôle des réservoirs

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions générales multiples et de nature à la fois technique et économique

a- Fonction technique

- Régulation du débit : Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.
- Sécurité d'approvisionnement : Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie)
- Régulation de la pression : Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau.
- Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.
- Réacteur participant au traitement : les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.

b- Fonction économique

- Réduction des investissements sur le réseau de distribution : Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoir d'équilibre).
- Réduction des dépenses d'énergie : Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

IV.2. Emplacement du réservoir :

Il faut, évidemment que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

En conséquence, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport au réservoir tampon.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés avec une pression suffisante.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau.

➤ Prescriptions sanitaires

- Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répandre aux prescriptions sanitaires ci-après :
- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.

- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

IV.3. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélevé

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

Selon l'usage :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (Réservoir d'eau traité).
- Réservoir terminal.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- Brise charge.

IV.4. Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant à chaque fois que cela sera possible Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterrer

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

IV.5. Equipements du réservoir

IV.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

a- Par surverse : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

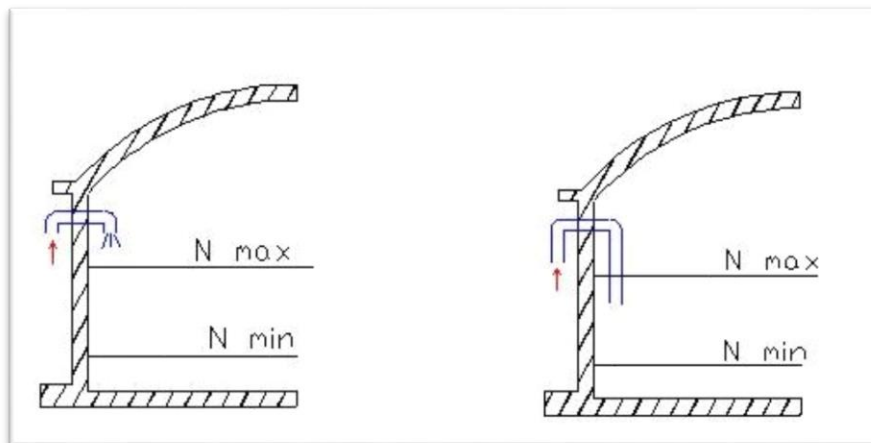


Figure IV. 1: Arrivée par surverse (Chute libre) et Arrivée par sur verse(Noyée)

b- Par dessous : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

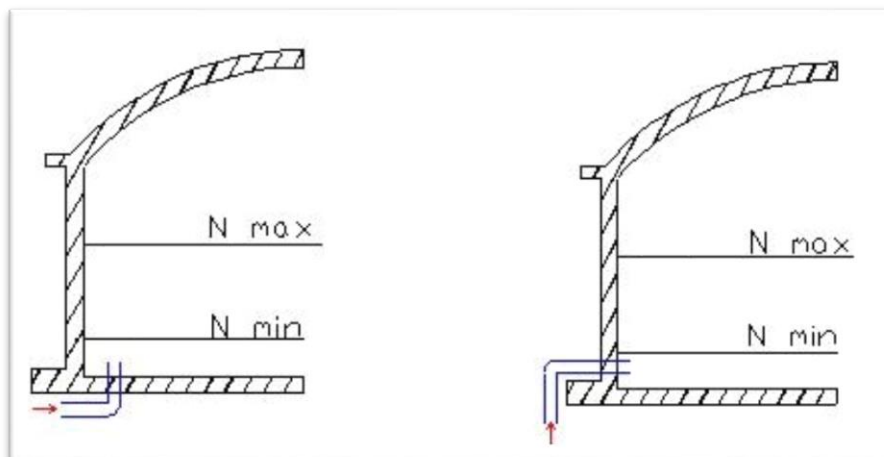


Figure IV. 2: Arrivée par-dessous (Par le fond) et Arrivée par dessous (Par le bas)

IV.5.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décomposer.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une survitresse se manifestera dans la conduite.

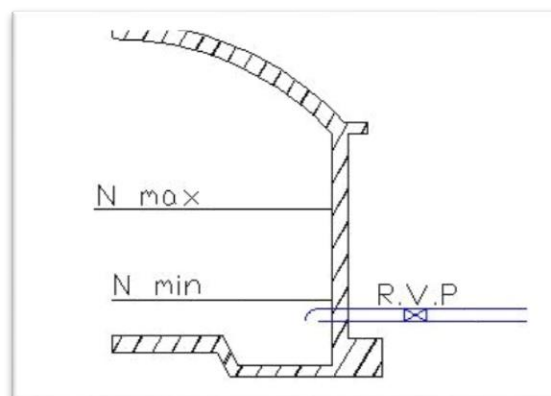


Figure IV. 3 : Conduite de départ

IV.5.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon. Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

IV.5.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

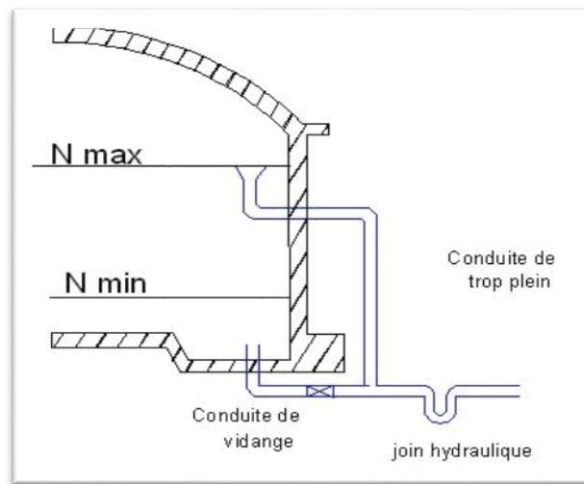


Figure IV. 4: Conduite de vidange et de trop plein.

IV.5.5. Conduite by-pass

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite de départ et la conduite d'arrivée, elle isole la cuve en cas de nettoyage et de réparation.

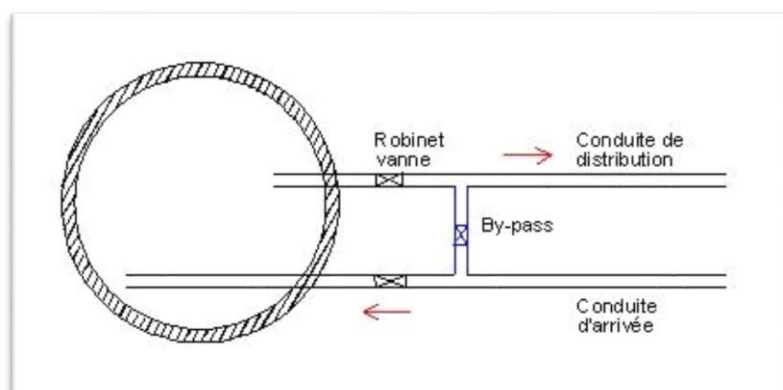


Figure IV. 5: Conduit by-pass

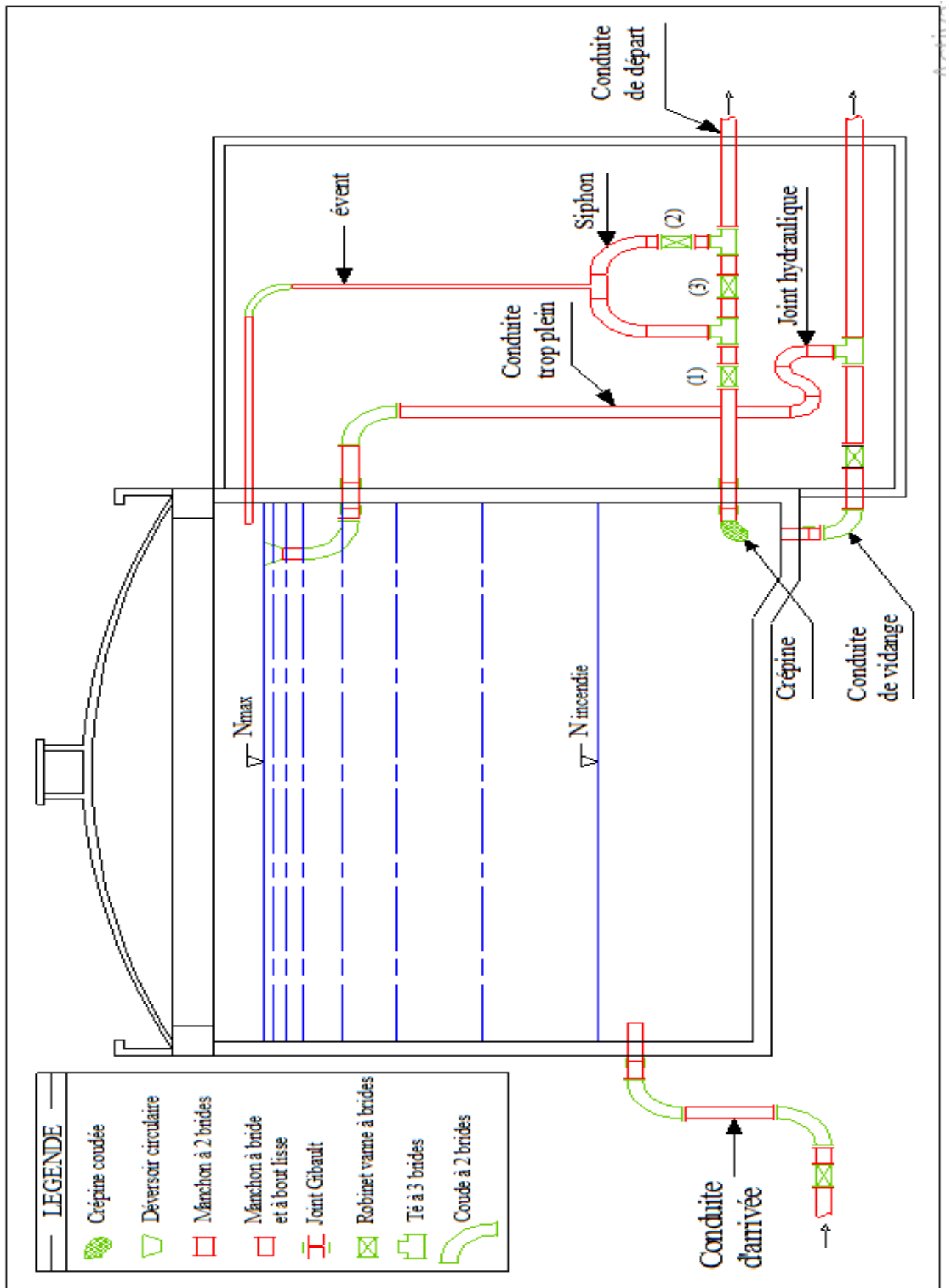


Figure IV. 6: Equipements des réservoirs

IV.6. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :

La traversée des conduites dans les parois de réservoirs doit se faire tout en assurant l'étanchéité des parois et cela peut se faire par deux méthodes

1er cas : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de U

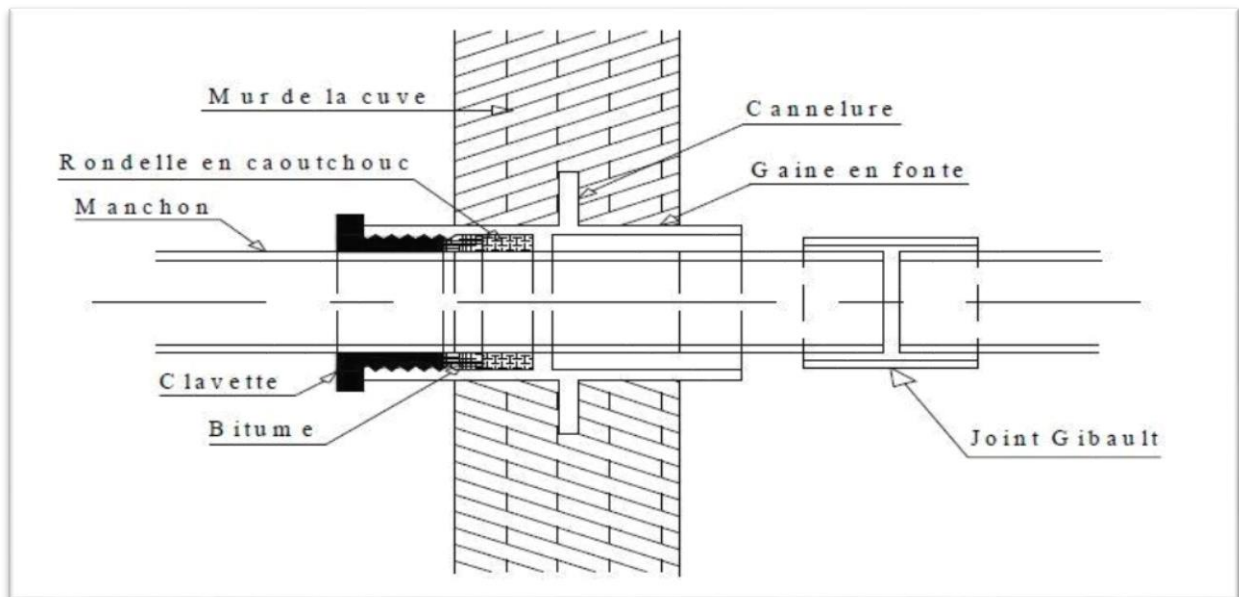


Figure IV. 7: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

IV.7. Détermination du volume de réservoir d'alimentation

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

- La méthode analytique
- La méthode graphique

IV.7.1. La méthode analytique

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

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100}$$

a: fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%),
 $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m^3/j).

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

IV.7.2. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage ; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

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

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{R_{\max} * Q_{\max,j}}{100}$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$

IV.8. Dimensionnement du réservoir

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique.

IV.8.1. Réservoir de stockage :

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution de la localité à desservir.

L'estimation de la capacité totale du réservoir se fait par la méthode analytique.

Tableau IV. 1: Evaluation du volume résiduel du réservoir de HAIZER

Heurs	Cons (%)	Refoulement(%)	Surplus (%)	Déficit(%)	Reste dans le réservoir
0-1	1,5	5	3,5		12
1-2	1,5	5	3,5		15,5
2-3	1,5	5	3,5		19
3-4	1,5	5	3,5		22,5
4-5	2,5	5	2,5		25
5-6	3,5	5	1,5		26,5
6-7	4,5	5	0,5		27
7-8	5,5	5		0,5	26,5
8-9	6,25	5		1,25	25,25
9-10	6,25	5		1,25	24
10-11	6,25	5		1,25	22,75
11-12	6,25	5		1,25	21,5
12-13	5	5	0		21,5
13-14	5	5	0		21,5
14-15	5,5	5		0,5	21
15-16	6	5		1	20
16-17	6	5		1	19
17-18	5,5	0		5,5	13,5
18-19	5	0		5	8,5
19-20	4,5	0		4,5	4
20-21	4	0		4	0
21-22	3	5	2		2
22-23	2	5	3		5
23-24	1,5	5	3,5		8,5

Calcul de la capacité du réservoir de HAIZER :

Le volume résiduel sera :

$$V_R = \frac{3702.66 \cdot 27}{100} = 999.8 \text{ m}^3$$

La capacité totale sera : $V_t = 999.8 + 120 = 1119.8 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 1200 \text{ m}^3$

IV.8.3. Dimensionnement de la bêche de reprises de la station de pompage(SP)

La bêche de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

$$V_{\text{bêche}} = \frac{Q_{\text{max, j}} * t}{T}$$

$Q_{\text{max, j}}$: débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20 h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

La station de pompage (SP) se situe à 2646 m de réservoir de station de traitement. La bêche de reprise elle-même est alimentée par une conduite gravitaire. Le débit entrant à la station de pompage (SP) est de 36.668 l/s

Alors le volume de la bêche de (SP) est déterminé comme suit :

$$V_{\text{bêche}} = \frac{3702.66 * 0.25}{20} = 46.28 \text{ m}^3$$

En choisi un volume normalisé de 50 m³

Tableau IV. 2: Tableau donnant les dimensions des bêches de reprise pour une forme carré.

Bêche de reprise	Volume (m ³)	L(m)	h (m)	l (m)	S (m ²)
SP	50	5	2	5	25

IV.9. Hygiène et sécurité des réservoirs :

- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure.
- Ils doivent être protégés contre les élévations importantes de températures.
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.
- Au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, on a déterminé la capacité et les dimensionnements de différents ouvrages hydrauliques comme le réservoir d'alimentation et la bêche de reprises pour les stations de pompage pour satisfaire les besoins en eau des agglomérations et assurer le bon fonctionnement de l'adduction et des stations de pompage. On opte pour un réservoir de capacité de **1200 m³** et la bêche de reprises de 50 m³ de volume.

CONCLUSION GENERALE

Au cours de notre travail, nous avons étudié les installations, les ouvrages de stockage les équipements hydromécaniques nécessaires pour diriger l'eau du réservoir existant alimenté par la station de traitement de barrage de TILZDIT vers notre réservoir projeté sur une conduite de transfert de 9.4 km.

Cette étude d'adduction en eau potable est faite pour l'horizon 2050, dont la population de toute la commune d'étude atteindra 18044 habitants , L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique qu'un débit de 3702 m³/j sera nécessaire pour répondre aux besoins de la région d'étude à l'horizon (2050).

Comme toutes les études, deux variantes ont été proposées, nous avons opté pour l'installation d'une station de pompage, pour refouler l'eau à une hauteur géométrique de 189m et une longueur de 6737 m, on utilisant la PEHD comme matériaux, avec un diamètre de 400 mm, et une alimentation gravitaire de 2646 m, de diamètres 250mm.

Pour ce qui concerne les ouvrages de stockage, nous avons procédé à projeter un réservoir d'une capacité de 1200m³.

Enfin, Nous tenons à signaler qu'il est indispensable que les gestionnaires et les exploitants accordent une importance à la maintenance et à l'entretien de l'adduction, des réservoirs et des équipements hydromécaniques de la station de pompage à fin de garantir la pérennité du projet.

Références bibliographiques

- **A.MOREL, M.** Exercices de mécanique des fluides tome 2, 1^{ère} édition, CHIHAB Eyrolles. Batna. Algérie. 1994.
- **CARLIER, M.** Hydraulique générale et appliquée, 1^{ère} édition, Eyrolles, Paris .France, 1998.
- **DUPONT, A.** Hydraulique urbaine, Tome II, 4^{ème} édition, Eyrolles. Paris. France. 1977.
- **LENCASTRE, A.** Hydraulique générale, 1^{ère} édition, Eyrolles. Paris .France, 1999.
- **MAHMOUD MOUSSA,** Alimentation en eau potable, Tunisie, 2002.
- **HUGUES, G.** Adduction et distribution d'eau, Techniques de l'Ingénieur, 2008.