

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université SAAD DAHLEB - Blida 1

Faculté de technologie

Département de science de l'eau et de l'environnement



MEMOIRE DE MASTER

Filière : **Hydraulique**

Spécialité : **Ressources Hydrauliques**

Thème :

**Etude de réalisation du réseau d'alimentation en eau potable du 853
logements AADL à Beni Tamou, Wilaya de Blida**

Présenté par : IMAMOUINE NAZIM

Devant le jury composé de :

Mr. OULARBI Azzeddine	M.C.B , U.de Blida 1	Président
Mr. BELKACEM FILALI Mohammed	M.A.A, U. de Blida 1	Examineur
Mr. HADDAD Ali	M.C.A, U. de Blida	Promoteur
Mr. GHACHI Mourad	Dr, DRE Blida	Co-promoteur

Promotion 2023 / 2024

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail aux rares personnes qui ont cru en moi, car croire en nous demande tant...

À ma famille, à mes amis, mes camarades de classe, et enfin, à moi-même pour avoir fourni les efforts nécessaires, surtout lorsque c'était difficile.

Remerciements :

Je tiens à remercier tous mes professeurs de manière égale, en particulier Mr. Haddad pour les conseils et l'orientation qu'il m'a fournie durant la réalisation de ce travail, ainsi que Mr. Oularbi pour son aide précieuse,

Mr. Filali également et Mr Mourad GHACHI

Cela étant dit, je me permets de remercier une fois de plus les membres de jury pour avoir apprécié ce modeste travail.

ملخص:

كان مشروعنا يتعلق بتصميم شبكة إمداد بالمياه لـ 853 منزلاً في بني تامو. لقد خططنا لإنشاء أنبوب تغذية لتزويد هذه المنطقة الجديدة بالمياه من خزان موجود. تم إجراء دراسة لتقدير احتياجات المياه للسكان الجدد. كانت المحاكاة باستخدام " إبيانات " ضرورية لتحديد أفضل قيم الضغط في كل عقدة ثم قمنا بإضافة محطة ضخ. تبع ذلك عملية تحديد حجم الأنابيب بشكل مبدئي لضمان أفضل قيم السرعة في هذه الأنابيب.

الكلمات المفتاحية: شبكة إمداد بالمياه، محاكاة، إبيانات، ضغط، سرعة، عقدة، خزان، أنبوب، محطة ضخ.

Summary:

Our project focused on designing a water supply network for 853 homes in Beni Tamou. We planned a feeder pipe to supply this new area from an existing reservoir. A study was conducted to estimate the water needs of the new residents. A simulation using EPANET was essential to determine the optimal pressure values at each node then we integrated a pumping station. This was followed by a preliminary pipe sizing process to ensure the best velocity values in the pipes.

Key words: Water supply network, Simulation, EPANET, pressure, velocity, node, reservoir, pipe, pumping station.

Résumé :

Notre projet portait sur la conception d'un réseau d'alimentation en eau pour 853 logements à Beni Tamou. Nous avons projeté une conduite d'alimentation pour desservir cette nouvelle région à partir d'un réservoir existant. Une étude a été réalisée pour estimer les besoins en eau des nouveaux habitants. Une simulation utilisant EPANET était indispensable pour obtenir les meilleures valeurs de pression à chaque nœud, nous avons par la suite intégré une station de pompage. Cela a été suivi par un processus de prédimensionnement des conduites pour garantir également les meilleures valeurs de vitesse dans ces tuyaux.

Mots clés : Réseau d'alimentation en eau, Simulation, EPANET, Pression, Vitesse, Nœud, Réservoir, Conduite, station de pompage

Sommaire :

Introduction générale	9
Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude	
Introduction	11
1.1. La situation géographique	11
1.2. Données naturelles du site	12
1.2.1. Situation Topographique	12
1.2.2. Situation Géologique	13
1.2.3. Situation Hydrogéologique	13
1.2.4. La sismicité et risque sismique	14
1.3. Données climatiques	14
1.3.1. Températures	14
1.3.2. Hygrométrie	14
1.3.3. Pluviométrie	14
1.3.4. Les vents	15
I.4. Situation démographique	15
I.5. Système d'alimentation en eau potable	16
Conclusion	17

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau et débits de conception

Introduction	19
II.1. Évaluation de la population future	19
II.2. Estimation des besoins en eau potable	20
II.2.1. Besoins domestiques	20
II.2.1.1 Débit moyen journalier	20
II.2.1.2 Consommation horaire de pointe	20
II.2.2. Besoins moyens journalier de commerces	21

II.3. Pertes	21
II.4. Classification des besoins en eau	21
II.5. Calcul du débit moyen journalier	22
II.5.1. Débit maximum journalier des équipements	22
II.5.2. Majoration de la consommation moyenne journalière	22
II.5.3. Calcul du débit maximal journalier et débit de pointe	23
II.5.3.1. Débit maximal journalier	23
II.5.3.2. Variations de la consommation horaire	23
II.5.4. Débit de pointe	24
Conclusion	26

Chapitre 3 : réseau de distribution

III.1. Méthodes d'alimentation du réseau	28
III.2. Réservoirs et stations de pompage	29
III.3. RÉSERVOIR	30
III.3.1. Emplacement du réservoir	31
III.3.2. Choix du réservoir	32
III.3.3. Equipements du réservoir	32
III.3.4. Calcul de la capacité du réservoir	34
III.4. Classification des réseaux de distribution	38

Chapitre 4 : dimensionnement et calculs hydraulique du réseau

IV. Introduction	42
IV.1. Calcul des débits des blocs	42
IV.2. Prédimensionnement des conduites	43
IV.2.1. Coup de bélier	44
IV.4. Calcul du réseau par logiciel EPANET	45

IV.4.1 Simulation du réseau principale	46
IV.4.1.1. Le projet sans une station de pompage	46
IV.4.1.2. Avec une Station de pompage	47
IV.4.1.2.1. Calcul des pertes de charge	47
IV.4.1.2.2. Etat des arcs	49
IV.4.1.2.3. Etat des nœuds	50
IV.4.1.2.3. Etat des nœuds	50
IV.4.1.2.4. Choix de la pompe	53
IV.4.1.2.4.1. Calcul de la hauteur manométrique total HMT de l'installation	53
IV.4.1.2.4.2. Caractéristiques requises	53
IV.4.1.2.4.3. Caractéristiques de la pompe	54
IV.4.1.2.4.4. Etude de cavitation	55
IV.4.1.2.4.5. Proposition d'une installation en aspiration	58
Conclusion	61

Chapitre 5 : Protection des conduites

V.1. Introduction	63
V.2. Equipements de protection du réseau	63
V.2.1. Les ventouses	63
V.2.2. Les vidanges	63
V.2.3. Les joints	64
V.2.4. Les vannes	64
V.2.5. Les poteaux d'incendie	65
V.3. La lutte contre la surpression et la dépression	66
V.4. Problème de gestion des réseaux d'A.E. P en Algérie	66
V.5. Accessoires	67
V.6. Protection contre les retours d'eau dans les réseaux d'eau potable	67
Conclusion	68

Conclusion générale

Introduction générale

1.Introduction générale :

Depuis l'aube de l'humanité, l'eau a été un élément essentiel dans toutes les sphères de la vie, que ce soit pour la survie humaine, l'agriculture ou le développement de la biodiversité. Aujourd'hui, son importance demeure primordiale, tant pour les besoins vitaux de l'homme que pour le maintien de l'équilibre écologique.

En tant que ressource vitale, l'eau est omniprésente en Algérie, offrant une variété de sources, des cours d'eau aux nappes souterraines.

Dans ce contexte et en accord avec les objectifs du plan de développement national, nous entreprenons cette étude sur l'alimentation en eau potable pour la commune de Beni Tamou à Blida, en Algérie. Cette commune, située dans la région de la Mitidja, est en pleine expansion avec un nombre croissant de logements. Notre étude porte spécifiquement sur l'approvisionnement en eau potable de 853 logements, C'est une nouvelle agglomération de 5971 habitants.

Notre objectif principal est de répondre aux besoins en eau potable de cette communauté grandissante. Pour ce faire, notre travail sera divisé en cinq parties essentielles et complémentaires.

Tout d'abord, nous présenterons la zone d'étude, en mettant en lumière ses caractéristiques naturelles, son programme d'urbanisation et sa situation hydrique actuelle.

Ensuite, nous procéderons à une évaluation des besoins actuels en eau de la population, afin de mieux anticiper les demandes à venir.

Dans la troisième partie, nous nous concentrerons sur le dimensionnement du réservoir de stockage et la planification du réseau de distribution d'eau, en tenant compte des données spécifiques de la commune de Beni Tamou.

Nous analyserons également les besoins en équipements supplémentaires, tels que les centres commerciaux et autres installations, afin de garantir une distribution équilibrée de l'eau potable dans toute la commune.

Nous avons utilisé dans la quatrième partie le logiciel EPANET pour concevoir et simuler le réseau, ce qui nous a permis d'optimiser les valeurs de pression à chaque nœud du système. Cette simulation a mis en évidence la nécessité d'installer une pompe centrifuge pour améliorer les valeurs de pression. Après une étude approfondie, nous avons choisi la pompe la mieux adaptée pour satisfaire les exigences du réseau.

Enfin, Pour garantir un fonctionnement optimal des réseaux de distribution d'eau, il est essentiel de les protéger rigoureusement contre les facteurs pouvant altérer leur performance. Une vigilance constante sur ces aspects assure une efficacité durable et un bon fonctionnement des infrastructures d'alimentation en eau.

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

1.introduction :

La phase de présentation de la zone d'étude revêt une grande importance dans le processus de planification et de conception des réseaux d'approvisionnement en eau potable, en prenant en considération tous les aspects (géographiques, topographiques, hydrographiques, démographiques, climatiques, hydrauliques, etc.).

I.1 Présentation de la zone d'étude :

a. Situation géographique de Beni Tamou :

La commune de Beni Tamou se situe en plein cœur de la Mitidja à 7 km du chef lieu de la Wilaya de Blida et à 55 km Sud Est d'Alger L'agglomération de Beni tamou est limitée par :

- La commune de Ben khelil au nord ;
- La commune de Beni mered à l'est ;
- La daïra de l'Oued alleug à l'Ouest ;
- La commune de Blida au sud

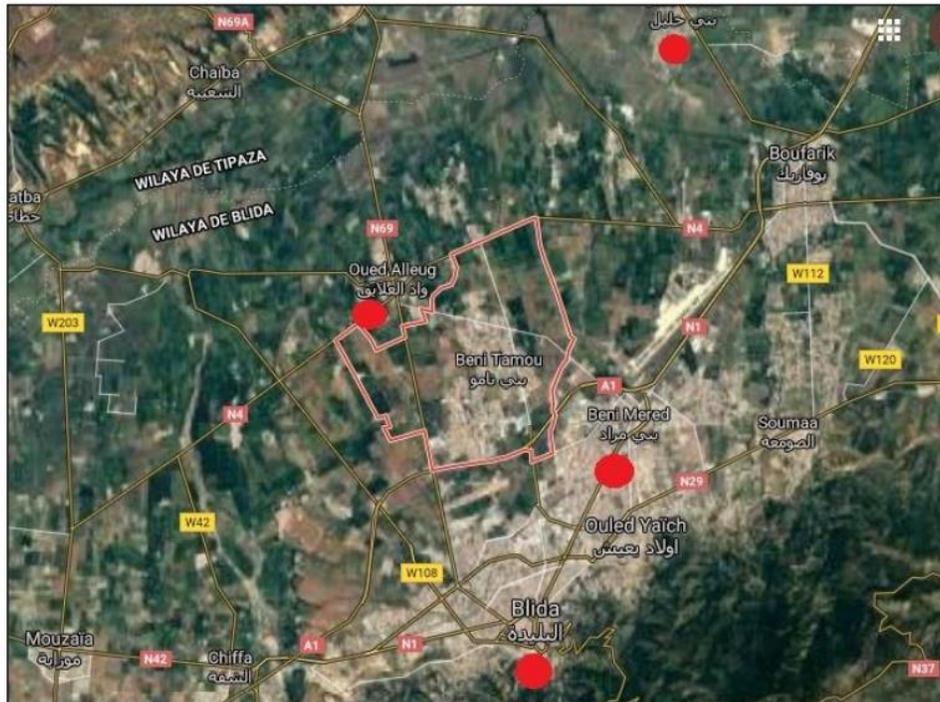


Fig 1.1.Situation géographique BENI TAMOU

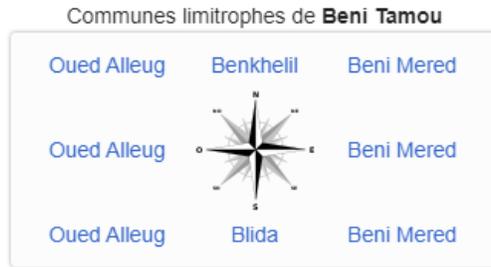


Fig.1.2. Communes limitrophes



Fig.1.3. Localisation de Beni Tamou

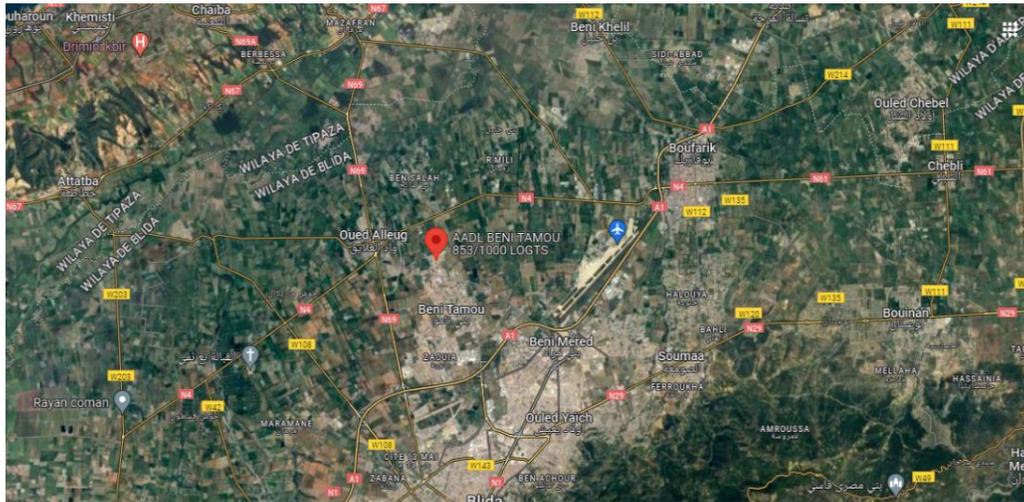


Figure I.4 : la localisation du site du projet AADL ,Beni tamou

I.2. Données naturelles du site :

I.2.1. Situation Topographique :

La commune de Beni Tamou présente un relief uniforme avec une faible pente variant de 0 à 1 % avec des altitudes variant de 30m à 60m dans le sens sud-est.

I.2 .2. Situation Géologique :

Le sol est composé de sable et de gravier au Sud, de limon au Nord-Ouest et des alluvions qui forment les lits des oueds.

I.2.3. Situation Hydrogéologique :

La Mitidja est une vaste plaine du nord d'Algérie, elle couvre une superficie de 1300 km² , soit 100 km de longueur et une largeur variant entre 8 et 18 km avec une altitude moyenne de 100 m, la zone d'étude est située en plein centre de la plaine alluviale de la Mitidja.

a- Formation des aquifères

La structure des horizons aquifères a été déterminée grâce à une étude géophysique par prospection électrique réalisée par C.G.G en 1968, ainsi que les coupes géo-électriques établies mettant en évidence deux niveaux résistants séparés par une couche conductrice, ces deux niveaux résistants correspondent à deux horizons aquifères perméables, et le niveau conducteur correspond à une couche argileuse imperméable. L'aquifère alluvionnaire du quaternaire se situe en surface avec une épaisseur de l'ordre de 100 à 150 m, quant à l'aquifère de l'Astien, son toit a une profondeur de 200m

b- Caractéristiques des nappes

La nappe de la Mitidja renferme deux grandes nappes importantes à savoir :

- Nappe des alluvions du quaternaire La nappe des alluvions du quaternaire de la Mitidja peut être subdivisée en trois : Quaternaire ancien : C'est des alluvions grossières représentées par des graviers assez grossiers légèrement argileux. Quaternaire moyen : C'est des formations assez grossières représentées par des graviers grossiers et sable grossier avec intercalations argileuses Quaternaire récent : Il s'agit des limons grés argiles noirs ou bleus et d'alluvions grossières à la base, nous rencontrons cette série aux bords des oueds importants de la Mitidja.

- Nappe de l'astien

L'astien est représenté par des grés et des calcaires gréseux avec des intercalations d'argile jaunâtre. Cette formation astienne est profonde, au niveau de la Mitidja est captive (sous pression) et elle affleure aux limites de la plaine Nord-Sud de façon irrégulière.

c- Piézométrie

Le sens d'écoulement des eaux de la plaine des alluvions se fait du sud vers le Nord-Ouest, la profondeur du niveau statique varie de 30 à 50m et nous pourrions même avoir un niveau dépassant 60 m en période d'irrigation.

d- La qualité des eaux

Les eaux des alluvions du quaternaire sont très bonnes du point de vue chimique, puisque leur résidu-sec et leur minéralisation tournent autour de 300 mg/l, c'est des eaux bicarbonatées très légères ; à la suite de l'analyse chimique, l'eau ne demande qu'une javellisation pour être potable.

I.2.4. La sismicité et risque sismique

D'après la cartographie sismique toute la région de OUED EL ALLEUG est classée en zone III où la sismicité élevée dans la macro zonage depuis le séisme de ZEMMOURI 2003.

I.3. Données climatiques :

Le climat est un facteur primordial pour la durée de vie du réseau, il permet d'orienter les techniques de pose, le choix du matériau à utiliser et d'élaborer un planning des travaux.

Le climat de la zone d'étude subit par sa situation géographique, la double influence de la mer et de la montagne, le caractère essentiel du climat est du type méditerranéen caractérisé par une saison sèche et chaude (mai, septembre) et d'une humide saison (octobre, avril).

I.3.1. Température :

Elles varient d'année en année, mais généralement elles sont de l'ordre de 10°C en hiver et de 33°C en été, ceci n'est bien entendu que la moyenne qu'on puisse avoir.

I.3.2. Hygrométrie :

La variation annuelle de l'humidité relative est moyennement faible ; de mai en septembre la moyenne n'atteint pas les 70%.

I.3.3. Pluviométrie :

Pour une période d'observation de 20 ans, la valeur moyenne annuelle de jours de pluie est de 50 mm, la hauteur annuelle est de 380 mm d'eau, pendant la saison de mai en août la terre reçoit environ 4% des pluies annuelles, alors qu'au cours des mois de novembre, décembre et janvier elle en reçoit que le 50% environ

Tableau I.1 : répartition des pluies moyennes mensuelles station de Beni mered.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Annue l
moyenn e mensuel (mm)	26. 2	31. 4	66. 9	56. 6	43. 8	30. 5	65. 1	50. 3	15. 6	0	23. 8	8. 6	418.8

Source d'information : ANRH (BLIDA)

I.3.4. Les vents :

Le maximum de force des vents se situe durant la période hivernale et le minimum à la fin de l'été. Les vents locaux sont prédominants d'Ouest et Nord-ouest avec quelques vents nord-est, ils adoucissent le climat durant la saison chaude.

I.4. Situation démographique :

Selon le PDAU, la démographie de Beni tamou y compris l'agglomération secondaire de Zaouia est donnée dans le tableau suivant :

Tab.I.2 :

	2008	Taux d'acc	2010	Taux d'acc	2015	Taux d'acc	2023	Taux d'acc	2030
	Hab	%	Hab	%	Hab	%	Hab	%	Hab
Chef lieu	33847	4.53	36980	4	44992	3.2	57290	2.6	68078
Total	36228	4.51	39570	4	48143	3.2	61302	2.6	72846

Source d'information: PDAU

1.5. Système d'alimentation en eau potable :

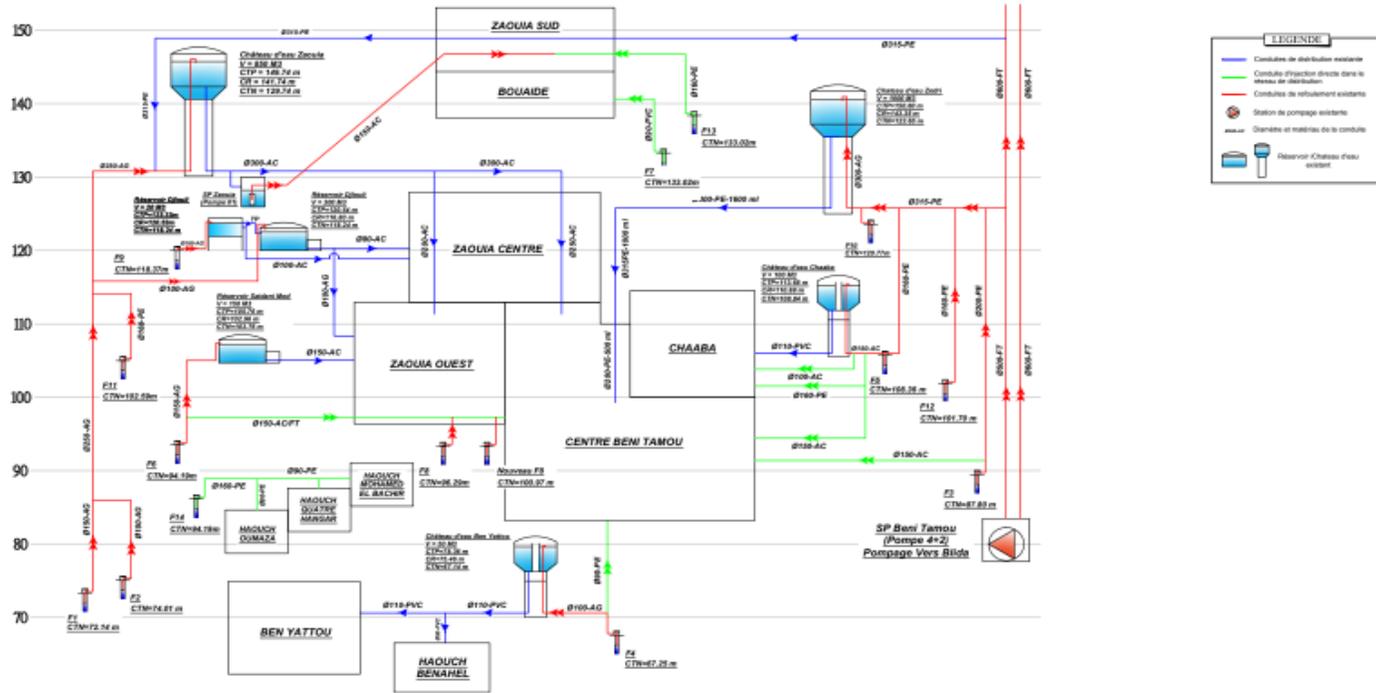


Fig.1.5. Schéma synoptique de la région (Source : DRE)

1.5.1. Les réservoirs :

Réservoir Chaaba : Ce réservoir a un volume de 100 m^3 . Il est alimenté par la station de pompage Beni Tamou (SP Beni Tamou 4+2) et par le forage F5. Le diamètre de la conduite d'adduction est de 150 mm.

Réservoir Ben Yattou: Ce réservoir a un volume de 50 m^3 . Il est alimenté par le forage F4. Le diamètre de la conduite d'adduction est de 90 mm.

Réservoir Zaouia: Ce réservoir a un volume de 1000 m^3 . Il est alimenté par le forage F3 et par le réservoir Zaouia Centre. Le diamètre de la conduite d'adduction est de 150 mm.

Réservoir Zedri: Ce réservoir a un volume de 1000 m^3 . Il est alimenté par le forage F10 et par la station de pompage Beni Tamou. Le diamètre de la conduite d'adduction est de 200 mm.

1.5.2. Forages (qui desservent la région) :

Forage F5 : Ce forage est situé à l'est de la région et alimente le réservoir Zedri par une conduite d'adduction de 160 mm de diamètre(160PEHD).

Forage F12 : Ce forage est situé a l'est de la région et alimente le réservoir Zedri par une conduite d'adduction de 160 mm de diamètre(160PEHD).

Forage F3 : Ce forage est situé au sud-est et alimente le réservoir Zedri par une conduite d'adduction de 300 mm de diamètre(200PEHD).

Forage F4 : Ce forage est situé au sud alimente le réservoir Beni Tamou par une conduite d'adduction de 100 mm de diamètre.

Forage F10 : Ce forage est situé à l'est de la région et alimente le réservoir Zedri aussi, par une conduite d'adduction de 300 mm de diamètre.

Nouveau Forage F8 : Ce forage est situé à l'ouest de la région, tout près des frontières. Avec une conduite d'adduction de 150 mm de diamètre.

Tableau I.3 : Caractéristiques des forages de production.

Forage	Profondeur(m)	CTN (m)	Q _{exp} (l/s)	Etat
F5	155	108.36	8	Opérationnel
F2	126	74.01 1	22	Opérationnel
F3	150	87.8	23	Opérationnel
F4	155	67.25	14	Opérationnel
F8	117	96.29	10	Opérationnel
F10	170	120.59	7	Opérationnel
F12	180	101.7	7	Opérationnel

1.5.3. Les stations de pompage :

Située à l'est de Beni Tamou, près du réservoir Chaaba, une unique station de pompage équipée de quatre pompes (dont deux en réserve pour maintenance/redondance) achemine l'eau vers Blida et le château d'eau Zedri qui, à son tour, l'achemine vers Beni Tamou.

Conclusion :

La collecte et l'analyse des données démographiques seront cruciales pour estimer les besoins de l'agglomération dans la zone d'étude, comme détaillé dans le prochain chapitre.

De même, les informations sur la topographie, la géographie, le climat et la situation actuelle d'approvisionnement en eau potable pour la zone d'étude seront également essentielles pour élaborer le schéma directeur de restructuration du réseau.

Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau potable

Introduction :

Avant d'entamer tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à une enquête approfondie sur tous les types de consommateurs présents dans la zone d'étude. À chaque étape de la conception, le concepteur doit déterminer précisément les nouveaux besoins en eau, en prenant en considération l'accroissement de la population desservie ainsi que la consommation moyenne d'eau par habitant. De plus, il est essentiel d'identifier les divers profils de consommateurs et d'évaluer les pertes potentielles dans les nouveaux secteurs.

II.1. Évaluation de la population future :

Pour estimer les nouveaux besoins, nous nous basons sur des prévisions définissant les nouveaux résidents ainsi que les consommations de référence pour chaque catégorie de résidents. Ces valeurs sont également utilisées pour établir des bilans et évaluer le potentiel d'économie. Lorsque la différence de coûts entre les solutions basées sur des projections de 10, 20 et 30 ans est négligeable, une solution à plus long terme peut être privilégiée. Pour le programme comprenant 853 logements, l'évaluation des besoins en eau potable se fait comme suit : Selon les données de la direction des ressources en eau de la wilaya de Blida, la moyenne d'habitants par logement est fixée à 5 personnes. On aura un nombre total N de population à long terme estimé comme suit :

$N = \text{nombre de logements} \times 7 = 853 \times 7 = \mathbf{5971 \text{ habitants.}}$

II.2. Estimation des besoins en eau potable :

II.2.1. Besoins domestiques

II.2.1.1. Débit moyen journalier

Le débit moyen journalier, calculé selon la relation suivante :

$$Q_{\text{moy/j}} = N \times D / 1000$$
$$= 5971.150 / 1000$$

Avec :

- $Q_{\text{moy/j}}$: Débit maximal journalier (m^3/j) ;
- N : nombre d'habitants (hab) ;
- D : Dotation (L/j/hab). (Dans notre cas $D=150\text{L/j/hab}$)

Donc $Q_{\text{moy/j}} = 895,65 \text{ m}^3 / \text{j}$

Tableau II.1. : Base de calcul les dotations en fonction du nombre de la population.

Populations	Dotations (l/j/h)
$P < 2000$	125
$2000 < P < 20000$	150 – 200
$20000 < P < 100000$	200 – 300
$P > 100000$	300 – 400

II.2.1.2. Consommation horaire de pointe : (Q_{pt})

$$Q_{\text{pt}} = Q_{\text{max}} \times C_p$$

Avec :

$$Q_{\text{max}} : \text{consommation maximale} = (D \times P / 86400) ;$$

C_p : coefficient horaire de pointe = 3 ;

Calcul du débit de pointe total :

$$Q_{\text{pt}} = (853 \times 150 \times 7 \times 3) / 86400 = 31.09 \text{ litres/seconde}$$

Remarque : la DRE préconise 5 habitants par logement. Mais tenant compte la moyenne des familles Algériens, nous avons opté pour 7 habitants par logement.

II.2.2. Besoins moyens journalier des commerces :

Les besoins des services et commerces sont estimés à 05 l/m² environ 2.9% du débit domestique.

II.3. Pertes :

Compte tenu des quantités d'eau prévues pour les fuites de réseau de distribution, il est à noter :

Réseau de distribution bien entretenue, les pertes aboutissent au 20 % de la consommation moyenne journalière. $2Q_{max/j} = Q_{moy/j} \times K_j, max$

Réseau de distribution moyennement entretenue, les pertes sont comprises entre 20% à 35 de la consommation moyenne journalière.

Réseau de distribution mal entretenue, les pertes aboutissent ou dépassent les 50% de la consommation moyenne journalière.

Dans notre cas, les pertes seront de l'ordre de 20 %.

II.4. Classification des besoins en eau

La demande en eau varie selon le type d'utilisateur. Le concepteur devrait idéalement utiliser les données de consommation enregistrées par les compteurs. En l'absence de telles données, il peut estimer les consommations en se basant sur une enquête recensant les différentes catégories d'utilisateurs présentes dans une agglomération, telles que :

-Besoins domestiques

-Besoins des équipement (scolaires, sanitaires, administratifs)

-Besoins industriels. (Dotation effective)

Une fois que l'emprise du projet a été calculée et définie dans le premier chapitre, elle est également subdivisée en sous-bassins. À partir de là, nous avons répertorié les équipements présents dans chaque sous-bassin. Nous calculons ensuite les besoins moyens de ces équipements en fonction du taux de majoration défini par l'institution responsable du projet.

II.5. Calcul du débit moyen journalier :

Le calcul du débit moyen journalier de le l'aire d'étude est représentée dans le tableau suivant :

Tableau II.2. : Débit moyenne journalier domestiques

Horizon	Population	Dotation	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins Com(m ³ /j)	Besoins total	Pertes 20%	Qmoy(m ³ /j)
2024	5971	150	895.65	14	909.65	181.93	1091.58

Tableau II.3. : Débit moyenne journalier des équipements.

Equipement	Superficie/personne	Dotations(l/j/m ²)	Qmoy(l/j)
Groupe Scolaire	400	20	8000
Centre commercial	1200	5	6000
		Total=	14000

II.5.1. Débit maximum journalier des équipements :

$$G.S : 8 \times 1.3 = 10.4 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Centre Commercial} : 6 \times 1.3 = 7.8 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Besoins totaux} : 14 \text{ m}^3/\text{j} \times 1.3 = 18.2 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau II.4. : Récapitulatif des besoins :

Population	Débit moyen journalier (m ³ /j)	Débit moyen journalier équipement(m ³ /j)	Total (m ³ /j)
5971	895.65 m ³ / j	14	909.65

II.5.2. Majoration de la consommation moyenne journalière

On effectue une majoration de 20% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'adduction qui est fonction du type de conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, et cela afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière.

Tableau II.5. : Récapitulatif des besoins moyen journaliers majorés

Localité	Besoins moyens agglomération (m3/j)	Taux de majoration %	Besoin aggro moyens majorés m3/j
BENI TAMOU 853 Logements	1091.58	20	1309.89

II.5.3. Calcul du débit maximal journalier et débit de pointe :

II.5.3.1 Débit maximal journalier :

Le débit maximal journalier est donné par la relation usuelle ci-après :

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

Avec :

Q_{\max}/j : Débit maximal journalier (M3/j).

Q_{moy}/j : Débit moyen journalier (M3/j).

$K_{j,\max}$: coefficient de variation maximale journalière (1.2 à 1.5).

$$Q_{\max}/j = 16.42 \text{ l/s}$$

$$Q_{\max}/j = 1419.05 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.5.3.2. Variations de la consommation horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

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

$$Q_{\text{moy. h}} = 59.12 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.5.4. Débit de pointe :

Le débit de pointe est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = Q_{maxj} \times K_p$$

Avec:

K_p : Coefficient de Pointe ; les heures de la journée, égale :

$$K_p = \alpha_{max} \times \beta_{max} .$$

α_{max} : tient compte des conditions locales comme le degré du confort des maisons ainsi que le régime de travail, elle est comprise entre $1.2 < \alpha_{max} < 1.4$, pour notre cas, il a été adopté un Coefficient : $\alpha_{max} = 1.3$.

β_{max} est une fonction étroite du nombre d'habitant de la ville, comme ressortie sur le tableau ci-dessous. $\beta_{max} = 1.4$

donc : $K_p = 1.82$

Tableau II.6. : Variation de B_{max} en fonction du nombre d'habitant

Population	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
Bmax	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Donc :

$$\begin{aligned} Q_{pte} &= 16.42 \text{ l/s} \times 1.82 = 29.89 \text{ l/s} \\ &= 2582.67 \text{ m}^3/\text{j} \end{aligned}$$

Equipements :

$$G.S : 10.4 \text{ m}^3/\text{j} \times K_p = 10.4 \times 1.82 = 18.92 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$C.C : 7.8 \text{ m}^3/\text{j} \times K_p = 7.8 \times 1.82 = 14.19 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$\text{Total: } 33.11 \text{ m}^3/\text{j}$$

Q_{pt} Total:

$$Q_{pt} \text{ Total} = 33.11 + 2582.67 = 2615.78 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tab II.7: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, cette représentation est illustrée dans le tableau suivant:

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

5.5. Etude de la consommation horaire :

Tab II.8. Répartition horaire du $Q_{\max,j}$:

Heures	C %	Q(m ³ /h)	C %(cumul)	Q cumul(m ³ /h)
0 - 1	1.00	14.19	1.00	14.19
1 - 2	1.00	14.19	2.00	28.38
2 - 3	1.00	14.19	3.00	42.57
3 - 4	1.00	14.19	4.00	41.07
4 - 5	2.00	28.38	6.00	85.14
5 - 6	3.00	42.57	9.00	127.71
6 - 7	5.00	70.95	14.00	198.66
7 - 8	6.50	92.23	20.5	290.90
8 - 9	6.50	92.23	27	383.14
9 - 10	5.50	78.04	32.5	461.19
10 - 11	4.50	63.85	37	525.04
11 - 12	5.50	78.04	42.5	603.09
12 - 13	7.00	99.33	49.5	702.42
13 - 14	7.00	99.33	56.5	801.76
14 - 15	5.50	78.04	62	879.81
15 - 16	4.50	63.85	66.5	943.66
16 - 17	5.00	70.95	71.5	1014.62
17 - 18	6.50	92.23	78	1106.85
18 - 19	6.50	92.23	84.5	1199.09
19 - 20	5.00	70.95	89.5	1270.04
20 - 21	4.50	63.85	94	1333.90
21 - 22	3.00	42.57	97	1376.47
22 - 23	2.00	28.38	99	1404.85
23 - 24	1.00	14.19	100	1419.05
Total	100	1419.05		

On note : le débit de pointe est repéré de 12h du matin jusqu'à 14h avec un débit de

$Q_{p1} = 99.33 \text{ m}^3/\text{h}$

Conclusion :

Dans cette section, nous avons évalué la population future ainsi que ses besoins en eau. Par conséquent, nous avons déterminé le débit maximal journalier le débit horaire et le débit horaire de pointe correspondant, qui serviront de référence pour le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable.

Chapitre 3 : réseau de distribution

III. Réseau de distribution :

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération donnée, il est crucial de choisir le système de distribution approprié pour fournir de l'eau aux divers types de consommateurs identifiés dans cette agglomération.

Ce chapitre fournira un aperçu des réseaux de distribution en abordant leurs composants et leurs différentes formes, y compris les réservoirs d'eau et leurs capacités, afin de fournir des informations fondamentales sur ce sujet.

III.1. Méthodes d'alimentation du réseau

Le réseau est un ensemble de conduites interconnectées fonctionnant sous pression. Il faut donc un système d'alimentation de ce réseau qui permette de fournir le débit de consommation variable à une pression relativement constante. Il existe plusieurs façons de réaliser cette alimentation, dont voici les principales [4] :

III.1.1. Distribution gravitaire

Réseau branché sur un réservoir suffisamment élevé pour assurer les débits et les pressions.

Méthode simple et la plus fiable si la conduite principale est bien protégée contre les bris accidentels.

Possibilité de pompage mobile pour la lutte contre les incendies.

III.1.2. Pompage combiné

Pompage lors des périodes de basse consommation vers des réservoirs élevés.

Méthode économique si le pompage est fait à rendement maximum.

Possibilité de pompage mobile pour la lutte aux incendies.

III.1.3. Pompage direct

Pompage direct dans le réseau.

Méthode la moins avantageuse en raison des possibilités de panne de puissance, d'une variation et d'une distribution de la pression plus difficile et des coûts d'énergie surtout en pointe.

Bon débit d'incendie

III.2. Réservoirs et stations de pompage :

Les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production. La demande est variable, alors que, pour être économique et efficace, la production doit être constante. Lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans les réservoirs. En période de pointe, on ajoute au débit de production celui de la vidange des réservoirs (fig.III.1).

Dans les réseaux étendus et de consommation dense, les réservoirs permettent d'égaliser la pression sans avoir à augmenter le diamètre des conduites principales.

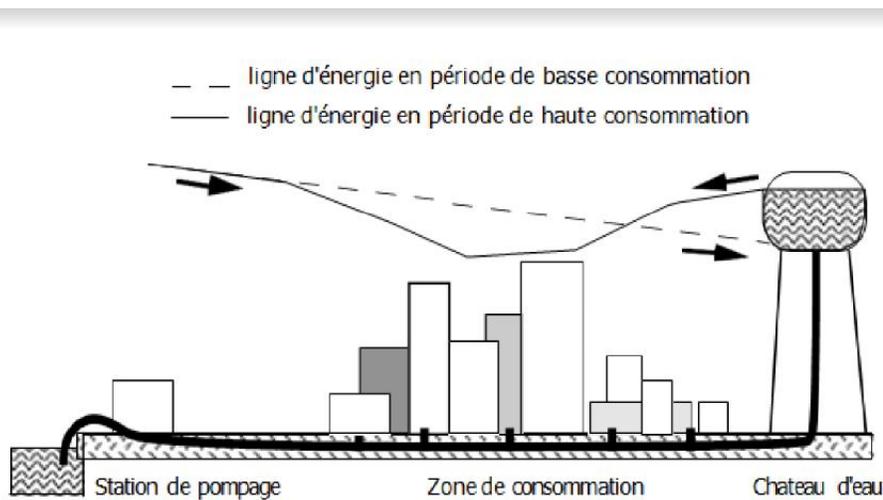


Fig. III.1 Distribution des eaux (Google images)

III.3. LES RÉSERVOIRS :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockages qui présentent les avantages suivants :

- Assurer la sécurité de distribution en cas d'interruption d'adduction.
- Régulariser l'apport et la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la consommation.
- Satisfaire les pressions de service dans le réseau de distribution.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de pollution et le préserver contre les fortes variations de température.
- Lutter contre d'éventuels incendies à l'aide d'une réserve d'eau permanente dans le réservoir.
- Il joue aussi un rôle de brise charge en cas de surpressions accidentelles (distribution étagée).
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes).
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.

UN RESERVOIR D'EAU POTABLE

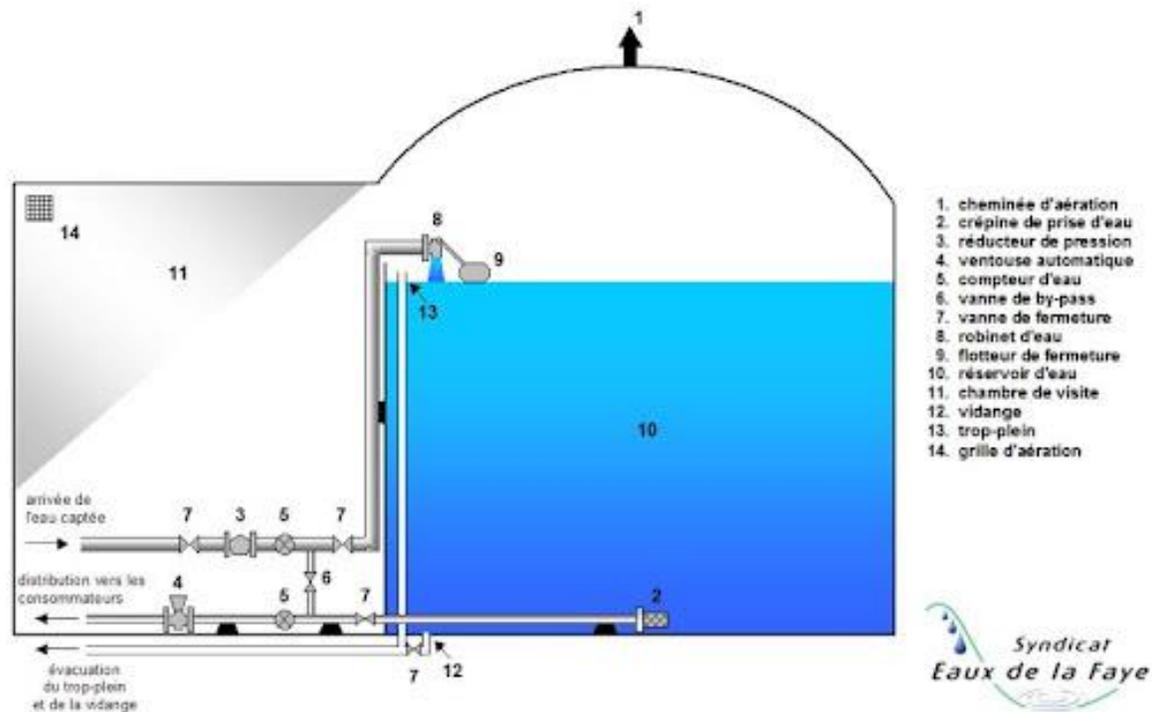


Fig. III.2. Réservoir d'eau potable

III.3.1. Emplacement du réservoir :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car il doit tenir compte des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, les réservoirs doivent être construits à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- L'emplacement des réservoirs doit se faire de préférence à l'extrémité du réseau soit à proximité de l'important centre de la consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en pression.

III.3.2. Choix du réservoir :

Il est préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

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

III.3.3. Equipements du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

1. D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
2. Une conduite de départ ou de distribution.
3. Une conduite de vidange.
4. Une conduite de trop –plein.
5. Système de matérialisation de la consigne d'incendie.
6. Conduite by –pass.

1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a 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 ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée par le haut, soit avec chute libre 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.

2. Conduite de départ ou de distribution

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15 à 20 cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension (sables ou boues). L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène De vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

3 . Conduite de trop-plein

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. L'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

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 déposé 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.

5. Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution. Elle assure la distribution pendant le nettoyage

III.3.4. Calcul de la capacité du réservoir :

La capacité théorique des réservoirs est déterminée par la méthode analytique. Cette méthode base sur la répartition horaire du débit entrant et du débit sortant du réservoir pendant vingt-quatre heures (24h) de consommation. Ces débits sont exprimés en pourcentage de la consommation maximal journalière.

La répartition des pourcentages du débit entrant sur les vingt-quatre heures est déterminée en fonction du mode d'arrivée.

- Arrivée permanente sur un temps de pompage, ce temps prendra la valeur de 10 heures, ce qui donne un pourcentage horaire de 5% (100/20).
- Distribution gravitaire sur vingt-quatre heures (24h/24h).

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

$$V_u = \frac{P(\%) * Q_{\max, j}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

V_u : volume utile (m^3)

$P(\%)$: fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

$Q_{\max j}$: La consommation maximale journalière (m^3/j).

Dans notre cas on va pas tenir compte la réserve incendie, donc le volume total est égal au volume utile:

$$V_T = V_u$$

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

Tableau III.1 : Détermination de la capacité du réservoir :

Heures	Apports (%)	Distribution (MOINS DE 10000 HAB) (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	5	1	4	-	4
01-02	5	1	4	-	8
02-03	5	1	4	-	12
03-04	5	1	4	-	16
04-05	5	2	3	-	19
05-06	5	3	2	-	21.00
06-07	5	5	0	-	21.00
07-08	5	6.50	-	1.50	19.50
08-09	5	6.50	-	1.50	18.00
09-10	5	5.50	-	0.50	17.50
10-11	5	4.50	0.5	-	18.00
11-12	5	5.50	-	0.50	17.50
12-13	5	7.00	-	2.00	15.50
13 - 14	5	7.00	-	2.00	13.50
14 - 15	5	5.50	-	0.50	13.00
15 - 16	5	4.50	0.5	-	13.50
16 - 17	5	5.00	0	-	13.50
17 - 18	5	6.50	-	1.50	12.00
18 - 19	5	6.50	-	1.50	10.50
19 - 20	5	5.00	0	-	10.50
20 - 21	0	4.50	-	4.50	6.00

21 - 22	0	3.00	-	3.00	3.00
22 - 23	0	2.00	-	2.00	1.00
23 - 00	0	1.00	-	1.00	0
Total	100	100			-

Le résidu dans le réservoir : P = 21 %

Donc le volume utile est :

$$V_u = \frac{21 * 1419,05}{100} = 298.00 M^3$$

Donc $\Rightarrow V_u = 298.00 m^3$

Le volume du réservoir sera augmenté d'un volume égal à 120 m³ qui représente la réserve incendie

Donc V total = 298.00 + 120 = **418.00 m³**

La capacité normalisée sera : V_n = 500 m³

- **Calcul de diamètre du réservoir :**

Il est donné par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4.Ct}{\pi.H}}$$

(On va également utiliser : V = $\pi . r^2 . H$)

Avec :

- Ct : Capacité totale dans le réservoir(m³);
- H : Hauteur de l'eau dans le réservoir (m) ;
- D : Diamètre de réservoir (m).

$$D = \sqrt{\frac{4.500}{\pi \cdot 4.43}}$$

$$D = \sqrt{143.77} = 12 \text{ m}$$

Proposition pour un Réservoir Rectangulaire :

Nous allons proposer un réservoir rectangulaire avec les dimensions suivantes :

Longueur : 12 mètres Largeur : 8 mètres Hauteur : 4,5 mètres

De plus, un local technique sera construit au-dessus du réservoir.

Calcul de la Capacité du Réservoir :

$V = \text{Longueur} \times \text{Largeur} \times \text{Hauteur}$

$$V = 12 \times 8 \times 4.5$$

$$V = 432 \text{ m}^3$$

Construction du local technique :

Le local technique sera construit au-dessus du réservoir. Voici quelques considérations clés pour le design : Intégrité structurelle : Assurer que le réservoir peut supporter le poids du local technique et de son contenu.

Accessibilité : Prévoir un accès facile au local technique pour la maintenance et le suivi.

Étanchéité : Assurer que le toit du réservoir est correctement scellé pour éviter toute fuite d'eau dans le local technique.

Ventilation : Concevoir une ventilation adéquate pour le local technique afin d'éviter l'humidité et assurer une bonne circulation de l'air.

Sécurité : Incorporer des éléments de sécurité tels que des garde-corps, des surfaces antidérapantes et des sorties de secours.

Considérations supplémentaires :

Système de débordement : Installer un système de débordement à la hauteur maximale pour gérer l'excès d'eau.

Accès pour la maintenance : Assurer un accès facile pour la maintenance à l'intérieur du réservoir et dans le local technique.

Système de pompage : Inclure un système de pompage dans le local technique pour une distribution efficace de l'eau.

Équipements de surveillance : Installer des capteurs de niveau d'eau et d'autres équipements de surveillance dans le local technique pour une efficacité opérationnelle.

III.4. Classification des réseaux de distribution

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont :

- Réseau ramifié ;
- Réseau maillé ;
- Réseau étagé ;
- Réseau mixe.

III.4.1. Réseau ramifié

Un réseau ramifié est un réseau construit sous forme d'arbre allant des conduites primaires aux conduites tertiaires. L'écoulement s'y effectue de l'amont vers l'aval dans les conditions normales de fonctionnement. Il est adapté aux réseaux de faible densité et conçu pour une continuité de service peu exigée.

Avantages :D'un coût relativement bas à l'investissement, par rapport au réseau maillé. Le sens de l'écoulement est connu, ce qui permet une meilleure maitrise du fonctionnement et de l'exploitation.

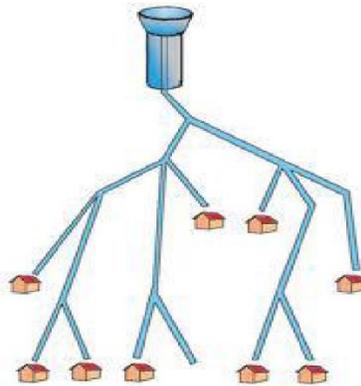


Fig.III.3. réseau ramifié

Inconvénients :

Pertes de charge élevées du système, une faible sécurité du réseau d'alimentation ; en cas de travaux d'entretien ou d'un accident sur la conduite principale, les abonnés en aval seront privés d'eau potable.

III.4.2. Réseau maillé

Un réseau maillé est un réseau de conduites dont la plupart des extrémités des tronçons sont connectées pour former des mailles. Les points de rencontre des conduites sont des nœuds. Le sens de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des mailles dépend fortement de la demande.

Avantages :

Alimentation d'un tronçon par au moins deux canalisations, d'où une sécurité en approvisionnement.

Augmentation des capacités de transfert du réseau à débit égale. En cas de rupture de conduite principale, l'interruption de service se limite à la portion de réseau concernée, isolée par deux à trois vannes.

Inconvénients :

Son coût de construction est relativement élevé par rapport au réseau ramifié et difficile à calculer. Connaissance et maîtrise du fonctionnement du réseau plus difficile. Risque de stagnation de l'eau sur certains tronçons.

Inversion possible du sens de circulation de l'eau.

Identification difficile, du tronçon causant des désordres (fuites, contaminations).

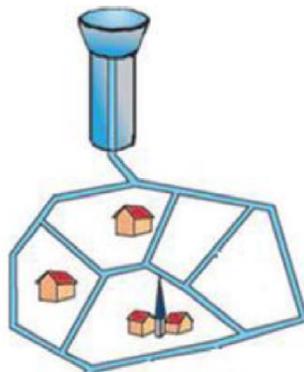


Fig. III.3 Réseau maillé

III.4.3. Réseau étagé :

Ce réseau est caractérisé par une différence de niveau très important, ce qui entraîne de fortes pressions au point le plus bas. En effet ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, permettant une régularisation de la pression.

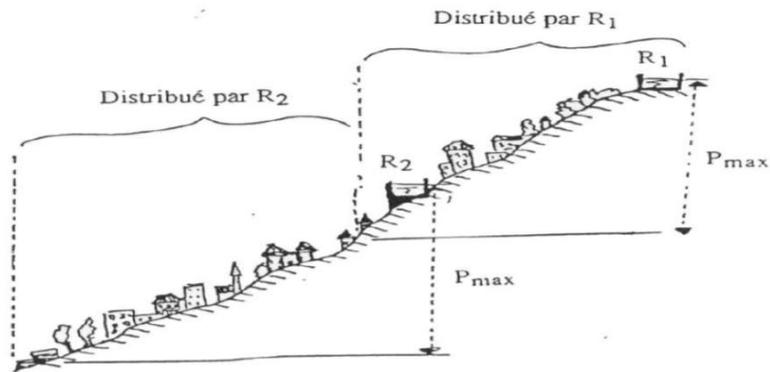


Figure III.4: Schéma d'un réseau étagé

III.4.4. Réseau mixte

Association d'un réseau maillé et d'un réseau ramifié ; très souvent rencontré dans les zones urbaines, compte tenu de la situation topographique de l'agglomération.

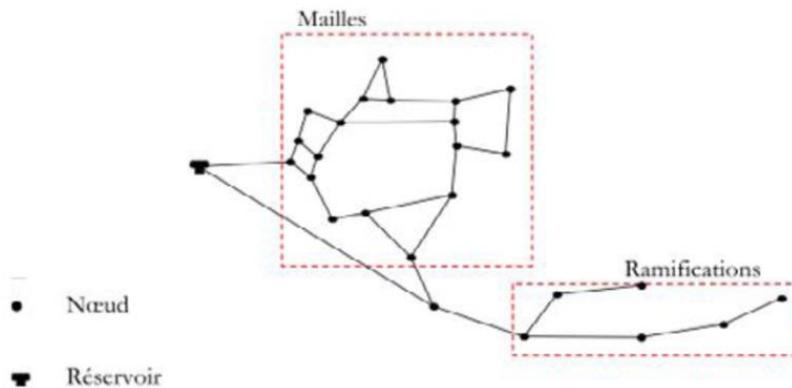


Figure III.5 : schéma d'un réseau mixte

Chapitre 4 :

Dimensionnement du réseau de distribution

Introduction :

Dans ce chapitre, nous avons entrepris une étude détaillée du réseau. Notre objectif principal était de modéliser et d'optimiser le réseau afin de garantir une distribution efficace et fiable de l'eau potable. Pour ce faire, nous avons utilisé des outils de simulation avancés, notamment le logiciel Epanet, pour analyser et vérifier les paramètres critiques du réseau tels que les pressions et les vitesses. En complément, des calculs hydrauliques approfondis ont été réalisés pour équilibrer le réseau, calculer les pertes de charge, déterminer la hauteur manométrique totale et identifier les caractéristiques spécifiques des pompes utilisées. Nous avons également pris en compte des aspects particuliers comme la cavitation et l'intégration d'un réservoir enterré dans le système. Cette approche méthodique nous a permis de proposer un réseau optimisé, conforme aux normes et capable de répondre aux besoins de l'agglomération étudiée.

IV. Dimensionnement du réseau de distribution :

IV.1. Calcul des débits aux nœuds :

Dans le cas de notre projet les débits aux nœuds seront ceux des débits des bâtiments.

Donc $Q_{\text{nœud}} = Q_{\text{bloc}}$

$Q_{\text{bloc}} = N (\text{étage/bloc}) * Q_p / (\text{somme des Nombre d'étages})$

$Q_p / (\text{somme des Nombre d'étages}) = 2582.67 / 214 = 12.06 \text{ m}^3/\text{j}$

Avec :

$Q_{\text{nœud}}$: Débit nodale ;

Q_{bloc} : Débit d'un bloc ;

N (étage/bloc) : nombre des étages par blocs ;

Q_{pt} : débit de point ;

NB: Dans notre cas ,le nombre de logements est de 853.

Les résultats obtenus sont illustrés dans les tableaux, ci-après :

Tab IV.1 : Les résultats de calcul des débits aux nœuds :

Equipement /Bloc	REDCHOSSI	ETAGE	NBR Total	Q_p (m^3/j)Bloc	Pression au sol MCE
Bloc A1	R	9	10	120.6	46
Bloc A2	R	9	10	120.6	46
Bloc 13	R	9	10	120.6	46
Bloc A4	R	9	10	120.6	46
Bloc A5	R	9	10	120.6	46
Bloc A6	R	9	10	120.6	46
Bloc B1	R	9	10	120.6	46

Bloc B2	R	9	10	120.6	46	
Bloc B3	R	9	10	120.6	46	
Bloc B4	R	9	10	120.6	46	
Bloc B5	R	9	10	120.6	46	
Bloc B6	R	9	10	120.6	46	
Bloc B7	R	9	10	120.6	46	
Bloc C1	R	5	6	72.36	46	
Bloc C2	R	9	10	120.6	46	
Bloc C3	R	9	10	120.6	46	
Bloc C4	R	9	10	120.6	46	
Bloc C5	R	5	6	72.36	46	
Bloc D1	R	5	6	72.36	46	
Bloc D2	R	9	10	120.6	46	
Bloc D3	R	9	10	120.6	46	
Bloc D4	R	9	10	120.6	46	
Bloc D5	R	5	6	72.36	46	
Equipement G.S	R	0	1	18.92	10	
Centre Commercial	R	0	1	14.19	10	
Total		23	191	216	1452.16	46

IV.2. Prédimensionnement des conduites :

La vitesse de l'eau doit être comprise entre 0.5 m/s et 1.2 m/s. Dans notre cas, nous utiliserons une vitesse de 1 m/s. Cette vitesse permet d'assurer un écoulement optimal et efficace, tout en minimisant les pertes de charge et en évitant les risques de cavitation ou de dépôts dans les tuyaux.

On a :

$$Q = S.V$$

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

$$D = \sqrt{4Q/\pi V}$$

On opte pour $V = 1 \text{ m/s}$

Les résultats de calcul sont exprimés dans le tableau N° IV.2 :

Tab. IV.2 : Prédimensionnement des conduites de distribution :

Tronçon	Debit de transit (l/s)	D calculé	D _{ext} (mm)	D _{int} (mm)
J18 - B6	42.14	231	250	219.4
B6 - B5	21.41	165	200	175.4

B5 - B4	19.46	157	200	175.4
B4 - B3	17.51	149	200	175.4
B3 - B2	15.57	140	160	140.4
B2 - B1	13.62	131	160	140.4
B1 - A6	11.68	121	160	140.4
A6 - A5	9.73	111	160	140.4
A5 - A4	7.78	99.55	125	109.6
A4 - A3	5.84	86.25	125	109.6
A3 - A2	3.89	70.39	90	79.2
A2 - A1	1.95	49.84	75	66
B6 - B7	18.79	146.46	160	140.4
B7 - 62	16.84	105.15	125	109.6
62 - 64	8.68	110.57	125	109.6
64 - D1	8.16	101.95	125	109.6
D1 - D2	7.00	94.43	125	109.6
D2 - D3	6.05	87.78	90	79.2
D3 - D4	3.11	62.94	75	66
D4 - D5	1.16	38.44	63	55.4
64 - CC	0.52	25.73	50	44
CC - GS	0.29	19.22	50	44
64 - C5	8.16	101.95	125	109.6
D5 - C4	7.00	94.43	125	109.6
D4 - D3	5.05	80.20	125	109.6
D3 - D2	3.11	62.94	75	66
D2 - D1	1.16	38.44	63	55.4

Nous avons opté pour des conduites en PEHD PN10, afin qu'elles puissent résister aux valeurs de pression que nous avons trouvées dans ces conduites.

Avec ces résultats en tête, nous avons décidé d'opter pour les diamètres suivants (Diamètres intérieures):

Bloc C (mm)	Bloc D(mm)	Bloc A (mm)	Centre Commercial(mm)	Groupe scolaire (mm)	Bloc B (mm)
$\Phi_n : 109.6$	$\Phi_n : 109.6$	$\phi_n : 140.4$	$\phi_n : 140.4$	$\phi_n : 140.4$	$\Phi_n : 109.6$

IV.2.1. Coup de belier:

Le coup de bélier est un phénomène de surpression qui se produit dans un système de tuyauterie de liquide lorsque la vitesse d'écoulement change rapidement, souvent à cause de l'actionnement rapide de vannes, de pompes ou d'autres dispositifs de commande.

Cette surpression peut être importante, elle se traduit souvent par un bruit caractéristique, et peut entraîner la rupture de la conduite dans les grosses installations, du fait de la quantité d'eau en mouvement.

La présence de changements de diamètre (de 90 mm à 130 mm puis à 102 mm) crée un risque de coup de bélier. Ces changements peuvent provoquer des réflexions d'ondes de pression, entraînant potentiellement des pics de pression et des effets de coup de bélier.

Avec la vitesse d'écoulement précisée entre 0,5 m/s et 1,5 m/s, l'analyse du risque de coup de bélier dans le réseau (1550 m de long) avec des changements de diamètre (90 mm à 130 mm puis 102 mm) et sans changement d'altitude significatif se refine encore :

Analyse du risque de coup de bélier :

- **Longueur du réseau (1550 m):** Bien que significative, la longueur pourrait ne pas être un facteur critique en fonction de la configuration du réseau et des mesures de contrôle de la pression.
- **Changements de diamètre (90 mm à 130 mm, puis à 102 mm):** Ces changements créent un risque de réflexions d'ondes de pression et de coup de bélier potentiel. Cependant, les ratios (1,44 et 1,27) sont modérés par rapport à des transitions très abruptes.
- **Vitesse d'écoulement (entre 0,5 m/s et 1,5 m/s):** Cette plage de vitesse permet une évaluation plus précise du risque. A 0,5 m/s, le risque est minimal, tandis qu'à 1,5 m/s, il est modéré.

Évaluation globale du risque :

Sur la base des informations fournies, le risque de coup de bélier dans notre réseau semble **modéré à faible**. Les changements de diamètre modérés et la faible vitesse d'écoulement contribuent à cette évaluation.

IV.4. Calcul du réseau par logiciel EPANET :

IV.4.1 Simulation du réseau principale :

Le logiciel EPANET est conçu pour simuler le fonctionnement des systèmes de distribution d'eau, en analysant à la fois les aspects hydrauliques et la qualité de l'eau. Nous avons employé ce logiciel pour calculer et simuler les débits, les pressions et les vitesses dans les conduites, ainsi que les pressions aux nœuds du réseau.

IV.4.1.1. Le projet sans une station de pompage :

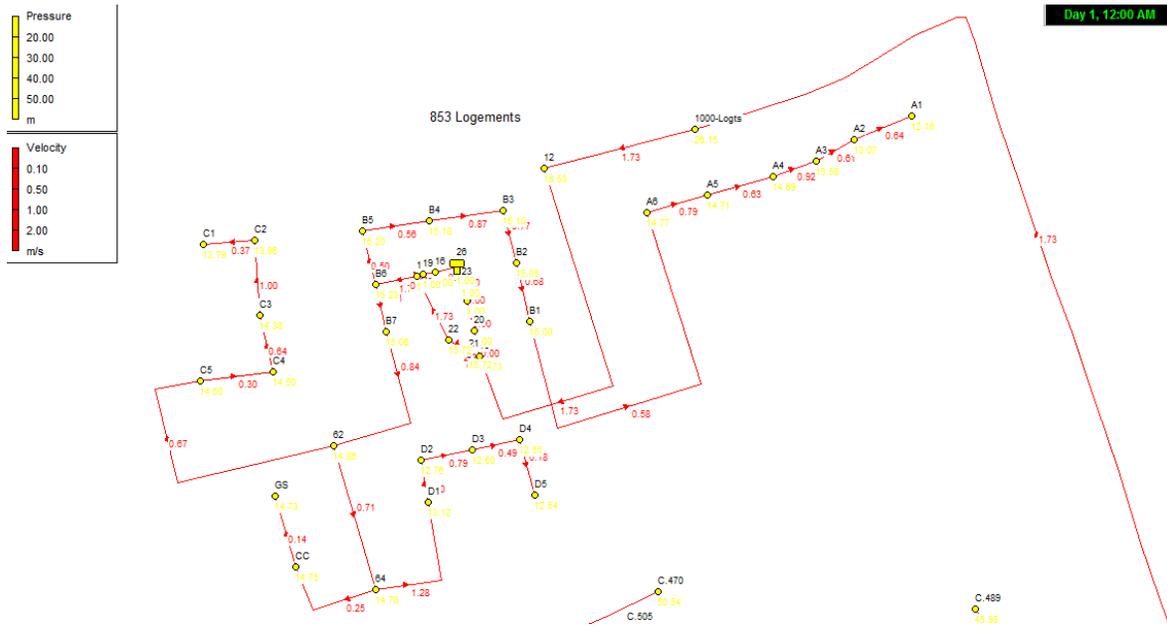


Fig.4.1.La simulation EPANET sans une station de pompage

Résultats et Discussion :

La simulation avec EPANET a montré que les valeurs de pression varient entre un minimum de 12,16 dans le bloc A1 et un maximum de 15,23 dans le bloc B6. Ces résultats ne sont pas insatisfaisants et ne répondent pas aux objectifs tracés déjà au préalable surtout en matière de pression requise pour le fonctionnement normal des appareils de chauffage au niveau du dernier étage. Par conséquent, il est nécessaire d'installer une station de pompage au niveau du réservoir d'eau projeté à l'intérieur de la cité AADL afin de résoudre ce problème et obtenir des pressions plus uniformes et adéquates dans l'ensemble du réseau.

Tab IV .3 Etat des nœuds :

Simulation Beni Tamou - 853				
Network Table - Nodes				
	Demande de base	Demande	Charge	Pression
Node ID	LPS	LPS	m	m
Junc 18	0	0.00	85.55	15.55
Junc B6	1.39	1.95	85.23	15.23
Junc B5	1.39	1.95	85.20	15.20
Junc B4	1.39	1.95	85.18	15.18

Junc B3	1.39	1.95	85.10	15.10
Junc B2	1.39	1.95	85.05	15.05
Junc B1	1.39	1.95	85.00	15.00
Junc A6	1.39	1.95	84.76	14.77
Junc A5	1.39	1.95	84.71	14.71
Junc A4	1.39	1.95	84.69	14.69
Junc B7	1.39	1.95	85.06	15.06
Junc C5	0.83	1.16	84.50	14.50
Junc C4	1.39	1.95	84.50	14.50
Junc C3	1.39	1.95	84.38	14.38
Junc C2	1.39	1.95	83.86	13.86
Junc C1	0.83	1.16	83.79	13.79
Junc D1	0.83	1.16	83.12	13.12
Junc D2	1.39	1.95	82.76	12.76
Junc D3	1.39	1.95	82.60	12.60
Junc D4	1.39	1.95	82.55	12.55
Junc D5	0.83	1.16	82.54	12.54
Junc A3	1.39	1.95	83.58	13.58
Junc A2	1.39	1.95	83.07	13.07
Junc A1	1.39	1.95	82.16	12.16

IV.4.1.2. Simulation du réseau avec une station de pompage :

IV.4.1.2.1. Calcul des pertes de charge :

En hydraulique, la perte de charge est liée à une viscosité des fluides qui est la cause du frottement du fluide avec le canal. Un fluide parfait sans viscosité ne va pas générer de perte de charge. En revanche, certains fluides vont rencontrer une résistance en écoulement.

Généralement, nous avons expliqué les pertes de charges par les causes suivantes :

- Les frottements dus à la viscosité du fluide ;
- La variation de vitesse des éléments ;
- La vitesse du fluide (plus un fluide a une vitesse faible, plus la perte de charge sera faible) ;
- La rugosité des parois de la canalisation ou du tube ;
- Le diamètre de la conduite ;

Relation débit- perte de charge :

Formule de Hazen-Williams :

$$J_{ij} = [(3.592 / CHW_{ij})^{1.852} L_{ij}/D_{ij}] Q_{ij}^{1.852}$$

Avec :

Jij: perte de charge en ,m ;

Qij: débit dans la conduit ij en m³/s ;

CHWij: coefficient de Hazen- Williams ;

Dij: diamètre en ,m.

Pertes de charges régulières :

Les pertes de charges régulières (ou systématiques) représentent les pertes d'énergies dues aux frottements du fluide dans une conduite de section constante.

Elles sont exprimées en hauteurs de fluide (en mètres) et en pascals.

Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de DARCY- WEISBACH :

$$DH = (\lambda L.V^2) / (D.2g)$$

Avec :

- V : vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s) ;

- g : accélération de la pesanteur (g = 9.81m/s²) ;

- L : longueur de la conduite (m) ;

- D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;

-λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge), donné par la formule de COLEBROOK

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

Régime turbulent rugueux :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \ln (K/D))$$

Régime transitoire :

$$(1/\lambda) = -2 \times \log \times [(K / (3.71 \times D)) + (2.51 \times (Re \times \nu \lambda))]$$

Avec :

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

- D : Le diamètre du tuyau (m) ;

- Re : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$Re = (V \times D) / \nu$$

Où :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau.

Pertes de charge singulières :

Ces pertes sont caractérisées par un coefficient de pertes ξ , déterminées par la relation suivante :

$$J_{HS} = \xi V^2 / 2g$$

Avec : J_{HS} : Représente la perte de charge singulière, en [m] ;

J_{PS} : Représente la perte de charge singulière, en [Pa] ;

V : Représente la vitesse de l'écoulement dans la conduite, en [m/s] ;

ξ : Représente le coefficient des pertes de charge, sa valeur correspond à différents types de composants d'un circuit hydraulique.

Calcul de la vitesse :

La vitesse réelle d'écoulement V_{rest} donnée par la formule

$$V = 4Qp / \pi D^2$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

- Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s) ;

- D : Diamètre de la conduite (m).

IV.4.1.2.2. Etat des arcs :

Les résultats de la simulation par le logiciel Epanet sont obtenus dans le tableau suivant (III.2). Le calcul a été effectué par chaque tronçon nous donne la vitesse et les pertes de charge

Tab. III .5 Les détails des conduites :

Link ID	Longueur	Debit	Vitesse	Perte de charge unitaire
	m	LPS	m/s	m/km
Pipe In54	16.87	42.14	1.73	12.97
Pipe Bb59	24.45	21.41	1.74	19.92
Pipe Bb60	16.36	19.46	1.59	16.72
Pipe Bb63	16.23	17.51	1.43	13.78
Pipe Bb64	12.54	15.57	2.45	55.22
Pipe Bb165	15.84	13.62	2.14	43.15
Pipe Aa70	10.98	9.73	1.24	13.93
Pipe Aa71	6.76	7.78	0.99	9.29
Pipe Cc79	5.54	7.00	0.57	2.61
Pipe Cc80	24.13	5.05	0.41	1.46
Pipe Cc81	25.66	3.11	0.25	0.61
Pipe Out82	19.24	1.16	0.09	0.11
Pipe Dd186	23.16	7.00	1.10	12.76
Pipe Dd287	18.81	5.05	0.79	7.08
Pipe Dd490	16.12	3.11	0.49	2.96
Pipe Out91	23.16	1.16	0.18	0.52
Pipe Aa95	12.65	5.84	0.92	9.18
Pipe Aa96	13.87	3.89	0.61	4.42
Pipe Out102	23.76	1.95	0.31	1.29
Pipe Out103	29.41	18.79	0.93	4.72
Pipe Out107	15.51	0.29	0.05	0.05
Pipe Out112	44.56	16.84	0.84	3.87
Pipe Out113	19.45	8.68	0.71	3.84
Pipe Dd114	78.87	8.16	1.28	16.88
Pipe Out116	14.45	0.52	0.08	0.13
Pipe Cc117	91.12	8.16	0.67	3.44
Pipe In2	173.24	35.55	1.46	9.48
Pipe In43	2.65	42.14	1.34	6.99
Pipe In49	2.33	35.55	1.46	9.49
Pipe By52	8.78	0.00	0.00	0.00
Pipe By68	2.56	0.00	0.00	0.00
Pipe In72	92.89	35.55	1.46	9.48
Pipe In50	101.09	42.14	1.73	12.97
Pipe In53	89.98	35.55	1.46	9.48

IV.4.1.2.3. Etat des nœuds :

Les résultats de la simulation par le logiciel Epanet sont dressés dans le tableau suivant.

Tab. III .6. Résultats des calculs pour les nœuds (pression) :

Node ID	Elevation m	Pression
Node ID	m	m
Junc 18	70.71	53.56
Junc B6	70.05	53.34
Junc B5	69.34	53.51
Junc B4	70.09	51.40
Junc B3	69.46	50.91
Junc B2	70.87	48.81
Junc B1	70.09	48.90
Junc A6	70.87	47.59
Junc A5	71.50	46.92
Junc A4	70.02	48.40
Junc B7	70.89	52.31
Junc C5	71.31	50.60
Junc C4	71.33	50.55
Junc C3	71.22	50.56
Junc C2	71.34	50.40
Junc C1	71.54	50.20
Junc D1	71.98	49.36
Junc D2	71.45	49.59
Junc D3	71.30	49.61
Junc D4	71.54	49.32
Junc D5	71.63	49.22
Junc A3	70.67	47.71
Junc A2	70.97	47.40
Junc A1	72.02	46.35
Junc GS	70.45	52.22
Junc CC	70.09	52.58
Junc 62	70.24	52.50
Junc 64	70.55	52.12
Junc 12	67.72	32.92
Junc 13	70.89	28.11
Junc 15	70.23	27.81
Junc 16	70.87	54.87

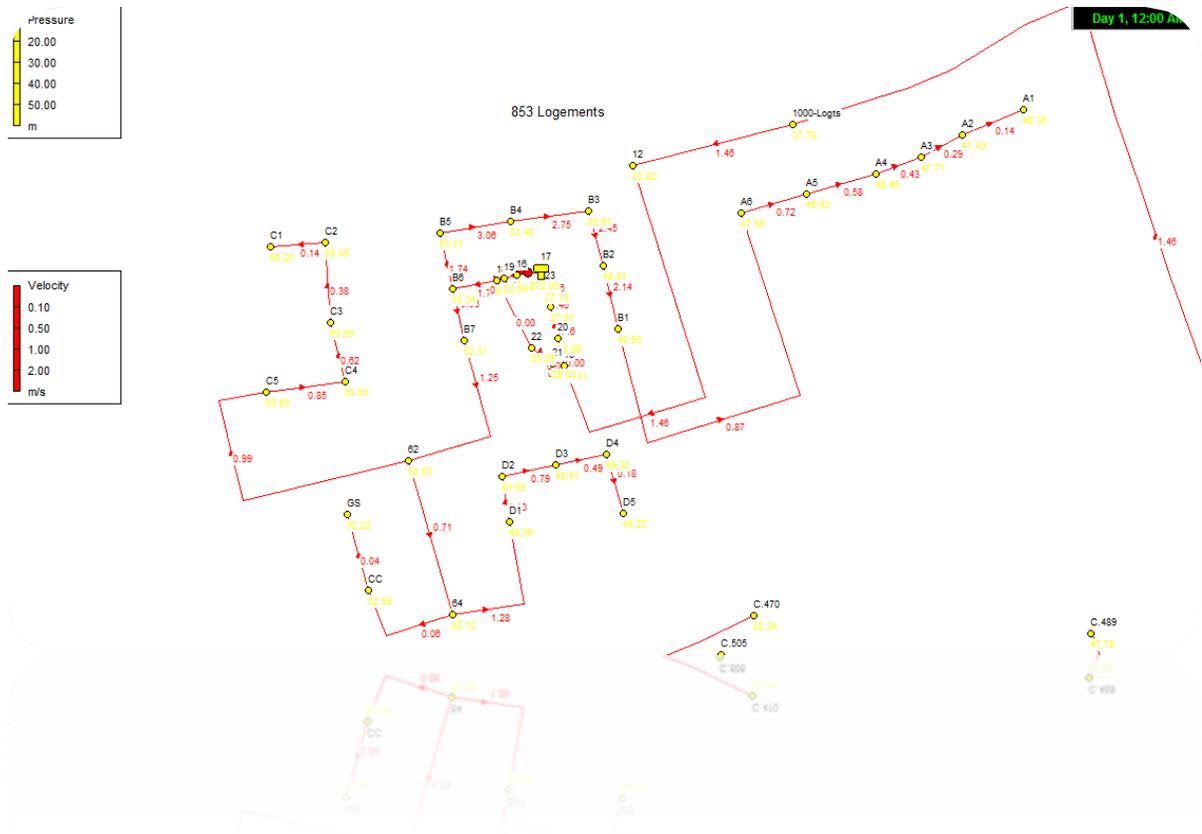


Fig.4.2. La simulation EPANET avec une pompe

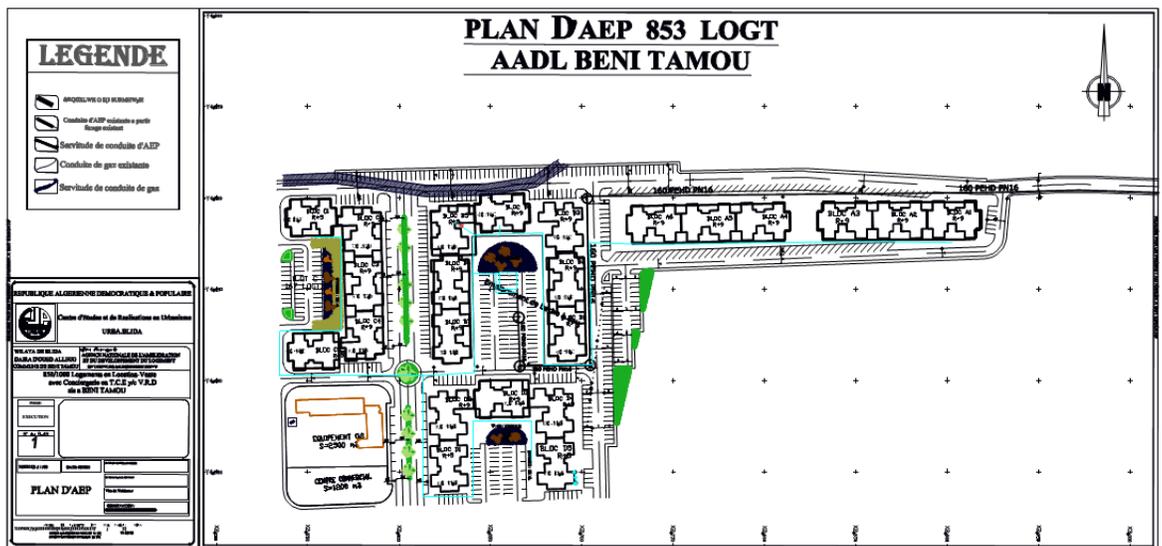


Fig.4.3. Plan d'AEP 853 LOGT AADL

IV.4.1.2.4. Choix de la pompe :

IV.4.1.2.4.1. Calcul de la hauteur manométrique total HMT de l'installation :

Dans notre cas, le calcul de la hauteur manométrique totale répond au modèle de l'équation telle que

$$\text{HMT} = H_{\text{géo}} + \sum H_v$$

$H_{\text{géo}}$: Représente la hauteur géométrique, en [m]

H_v : Représente les pertes de charges dans les tubes, en [m]

Calcul de la hauteur géométrique :

La hauteur géométrique c'est la différence d'altitude entre la cote de la pompe vers le point le plus haut plus la pression de ce dernier point

$$H_{\text{géo}} = (Z_2 - Z_1) + P_2$$

Avec : Z_2 : la cote de point le plus haut dans le réseau, en [m] (nœud C1)

Z_1 : la cote de la station de pompage, en [m]

P_2 : la pression dans le point 2, en [m]

• On a : $Z_2=70.09$, $Z_1 = 72.02$ et $P_2= 52.58\text{m}$

• Donc $H_{\text{géo}} = 54.51\text{m}$

• $\sum H_v = 15.42 \text{ m}$

• Donc $\text{HMT} = 69.93 \text{ m}$

IV.4.1.2.4.2. Caractéristiques requises :

Le choix de la pompe est fait à l'aide du logiciel Caprari. En introduisant les caractéristiques requises, on propose une pompe seule avec les caractéristiques suivantes :

Les caractéristiques de l'installation sont :

Debit	23l/s
Hauteur de refoulement	69.93 m
Fluide	Eau potable
Temperature	290k
Type de l'installation	Pompe seule
Nombre	01

IV.4.1.2.4.3. Caractéristiques de la pompe :

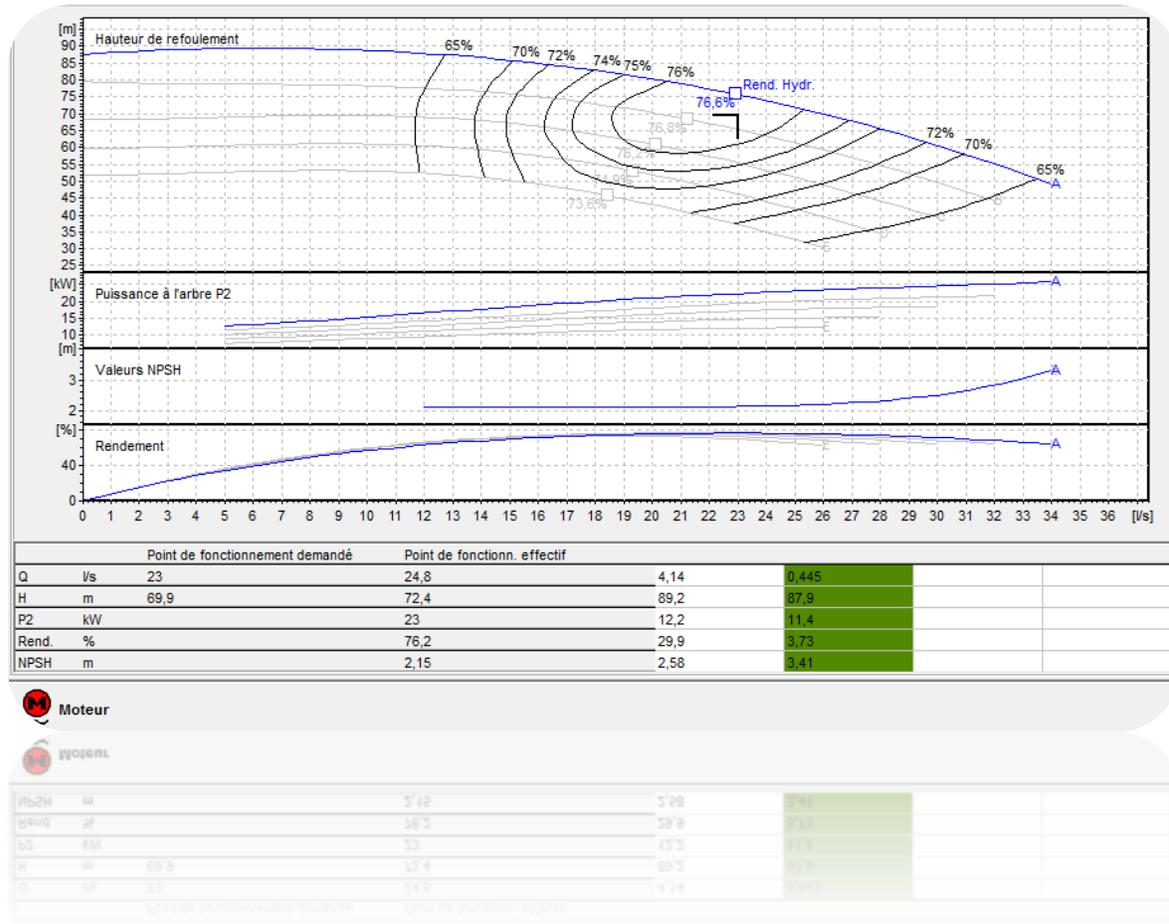


Fig.4.4. Les courbes caractéristiques de la pompe

Caractéristiques de la pompe :

Débit	24.8 l/s
Hauteur de refoulement	72.4 m
Puissance absorbée	23 kw
Rendement	76.2 %
Orifice de refoulement La hauteur manométrique H	87.9 m

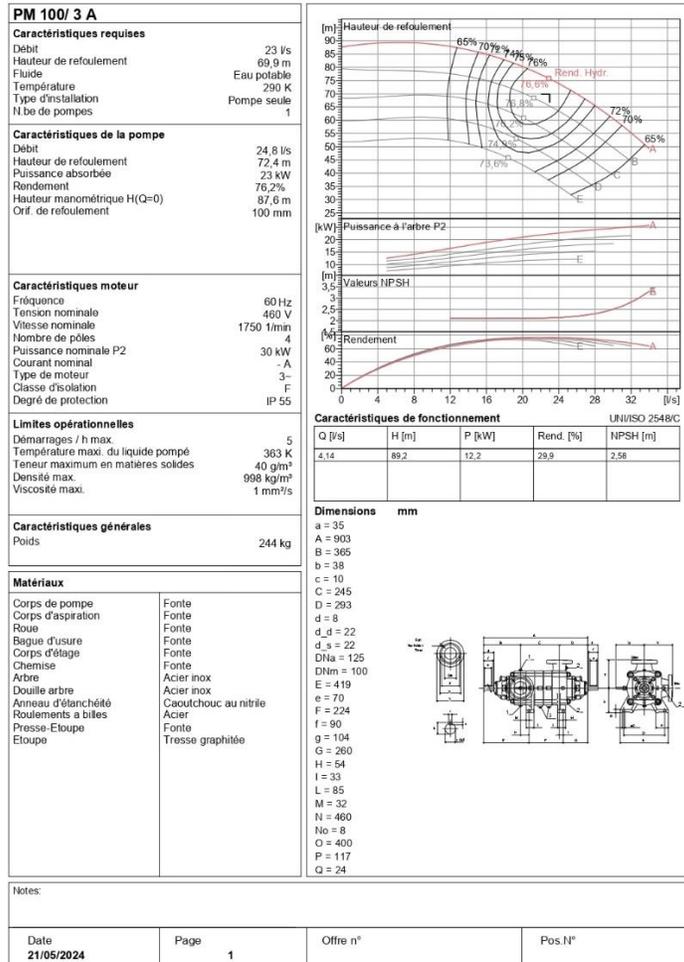


Fig.4.5

IV.4.1.2.4.4. Etude de cavitation :

Le terme décrit un phénomène qui se produit dans une pompe lorsque le NPSH disponible est insuffisant. La pression du liquide diminue jusqu'à atteindre ou descendre en dessous de sa pression de vapeur, provoquant la formation de petites bulles ou poches de vapeur.

Calcul du NPSH_d :

Qu'est-ce le N.P.S.H. ?

NPSH est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe (cavitation)

Pour éviter le phénomène de cavitation, il faut que :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r + 0.5 \text{ mce}$$

Avec : 0,5 mce est une marge de sécurité.

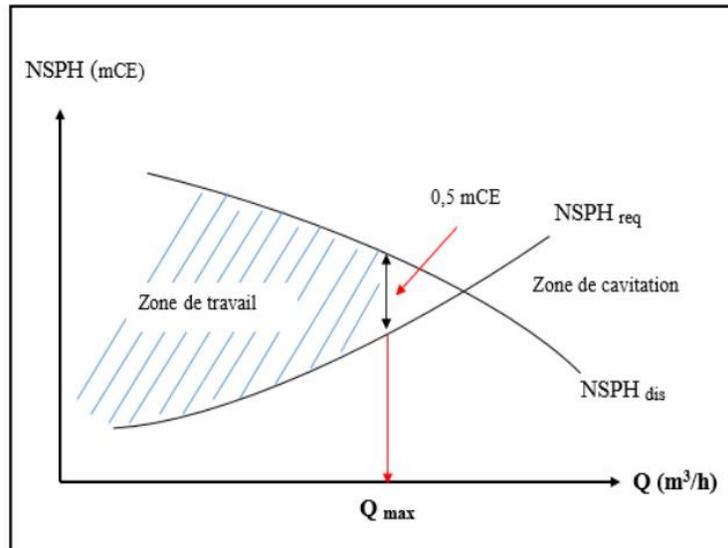


Fig.4.6. Zone de travail et la zone de cavitation

À partir du point d'intersection de ces deux courbes, on trace une ligne verticale parallèle à l'axe des ordonnées. La zone située à droite de cette ligne est appelée la zone de cavitation, tandis que celle à gauche est appelée la zone de travail (de non-cavitation).

$$\text{NPSH}_d = (P_{asp} - P_{vs}) - \rho gh - \sum J$$

Le NPSH requis est une donnée fournie par le constructeur. Il est généralement donné sous forme de courbe en fonction du débit.

Données :

Hauteur du réservoir : 70.28 m

Hauteur d'aspiration de la pompe : 70.07 m

NPSHr de la pompe : 2.15 m

$$P_{atm} / \rho g = 10.33 \text{ m}$$

$$P_v / \rho g = 0.24 \text{ m (20}^\circ\text{c)}$$

$$H_s = 70.28\text{m} - 70.07\text{m} = 0.21\text{m}$$

$$H_f = 0.35\text{m}$$

Formule :

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_{atm}}{\rho g} + H_s - \frac{P_v}{\rho g} - H_f$$

$$\text{NPSH}_d = 10.33\text{m} + 0.21\text{m} - 0.24\text{m} - 0.35\text{m}$$

$$\text{NPSH}_d = 9.95\text{ m}$$

Conclusion :

Dans ce cas, le NPSH_d (9.95 m) est toujours supérieur au NPSH_r de la pompe (2.15 m). Cela signifie que la pompe a une marge de sécurité suffisante pour éviter la cavitation et fonctionner correctement.



Fig.4.7. L'installation d'une pompe avec un réservoir. (Image conçue par I.N)

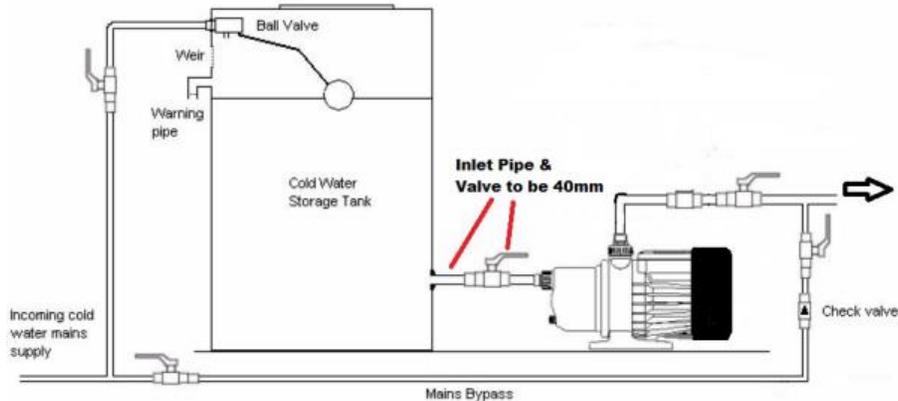


Fig.4.8. L'installation d'une pompe avec un réservoir.

IV.4.1.2.4.5. Proposition d'une installation en aspiration :

L'AADL propose dans notre projet un réservoir enterré de forme rectangulaire avec local technique (construit sur le réservoir) abritant les pompes + armoire technique équipements de protection. Donc l'installation sera en aspiration et pas en charge comme on a proposé.

L'installation d'un réservoir enterré avec un local technique abritant les pompes et les équipements de protection a certaines caractéristiques spécifiques, surtout en ce qui concerne le mode de fonctionnement des pompes. Voici ce qui change lorsque le réservoir est situé à un niveau plus bas par rapport aux pompes :

1. Mode d'aspiration vs. Mode de refoulement :

Aspiration : Dans ce cas, les pompes sont en aspiration, ce qui signifie qu'elles doivent tirer l'eau du réservoir situé en contrebas pour l'acheminer à un niveau plus élevé ou à la demande. Ce mode nécessite une certaine force d'aspiration et peut entraîner des problèmes de cavitation si la hauteur d'aspiration est trop élevée.

Refoulement : Si le réservoir est placé à un niveau plus élevé, les pompes fonctionneront en mode de refoulement. Ce mode de fonctionnement est souvent plus efficace car il réduit les risques de cavitation et de pertes de charge dues à l'aspiration.

2. Cavitation :

En Aspiration : Dans ce cas, nous avons un risque plus élevé de cavitation. à cause de la baisse de pression à l'entrée de la pompe. Cela peut endommager la pompe et réduire son efficacité.

En Refoulement : Lorsque le réservoir est plus haut, la pression à l'entrée de la pompe est plus élevée, réduisant ainsi le risque de cavitation.

Choix de la pompe :

Calcul de la hauteur manométrique total HMT de l'installation :

Dans notre cas, le calcul de la hauteur manométrique totale répond au modèle de l'équation telle que :

$$HMT = H_{géo} + \sum H_v$$

$H_{géo}$: Représente la hauteur géométrique, en [m]

H_v : Représente les pertes de charges dans les tubes, en [m]

Calcul de la hauteur géométrique :

La hauteur géométrique c'est la différence d'altitude entre la cote de la pompe vers le point le plus haut plus la pression de ce dernier point

$$H_{géo} = (Z_2 - Z_1) + P_2$$

Avec : Z_2 : la cote de point le plus haut dans le réseau, en [m] (nœud C1)

Z_1 : la cote de la station de pompage, en [m]

P_2 : la pression dans le point 2, en [m]

- On a : $Z_2=70.09$, $Z_1 = 72.02$ et $P_2= 52.58\text{m}$
- Donc $H_{géo} = 54.51\text{m}$
- $\sum H_v = 17.73 \text{ m}$
- Donc $HMT= 72.24 \text{ m}$

Comme on peut le constater, la hauteur manométrique totale (HMT) a effectivement augmenté en raison de la profondeur du réservoir enterré. Cependant, cela ne nous empêche pas d'utiliser la même pompe que dans le cas précédent, sous réserve de certaines conditions.

En conclusion, un réservoir enterré augmentera considérablement la HMT et le risque de cavitation par rapport à un réservoir sur sol légèrement élevé par rapport à la pompe. Il est crucial de dimensionner correctement la pompe pour gérer la hauteur d'aspiration accrue et de prendre des mesures pour minimiser les risques de cavitation, telles que l'utilisation de conduites de plus grand diamètre ou de matériaux à faible résistance hydraulique.

Etude de cavitation :

Données :

Hauteur du réservoir : 65.25 m

Hauteur d'aspiration de la pompe : 70.07 m

$P_{atm} / \rho g = 10.33 \text{ m}$

$$P_v / \rho g = 0.24 \text{ m (20}^\circ\text{c)}$$

$$H_s = 65.25\text{m} - 70.07 = -4.82\text{m}$$

$$H_f = 2.31\text{m}$$

Formule :

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{\rho g} + H_s - \frac{P_v}{\rho g} - H_f$$

$$NPSH_d = 10.33\text{m} - 4.82\text{m} - 0.24\text{m} - 2.31\text{m}$$

$$NPSH_d = 2.96 \text{ m}$$

Comme nous pouvons le constater d'après ces résultats, la valeur de $NPSH_d$ est toujours plus élevée que celle du $NPSH_r$, ce qui suggère que nous pouvons utiliser la même pompe que dans le cas précédent.

Et même si nous voulions une pompe plus sûre contre la cavitation, nous avons effectué une autre recherche pour trouver une meilleure pompe à cet égard, et nous avons trouvé ce modèle (Caprari, PM 125).

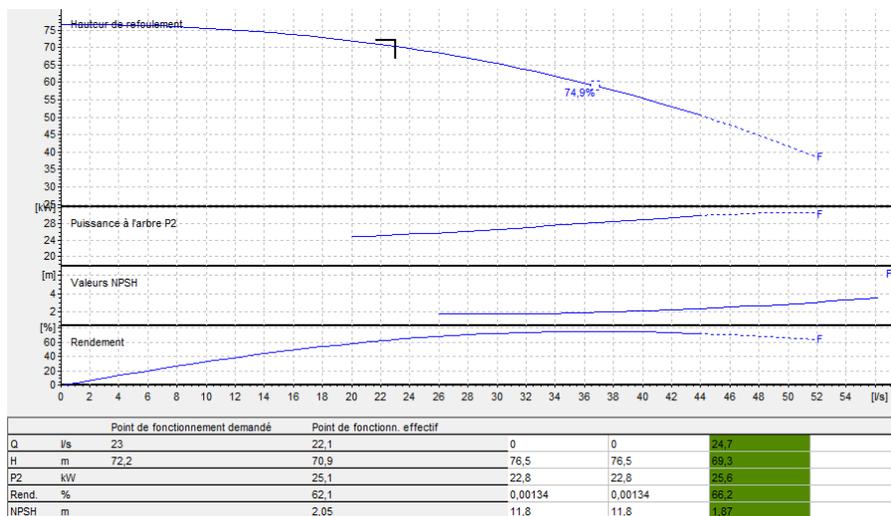


Fig.4.9. Les courbes caractéristiques de la pompe PM125

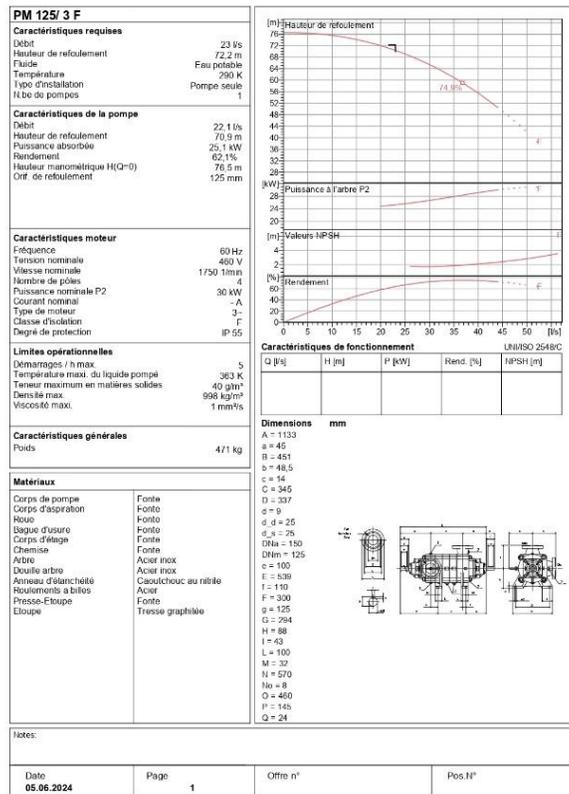


Fig.4.10. Les caractéristiques de la pompe

Conclusion :

À travers ce chapitre, nous avons modélisé le réseau à l'aide du logiciel Epanet pour effectuer une simulation et vérifier les pressions et les vitesses.

À partir des résultats obtenus, nous avons optimisé notre réseau en termes de dimensionnement pour répondre à toutes les conditions requises.

Par la suite, nous avons abordé le calcul hydraulique à l'aide de logiciels informatiques pour l'équilibrage du réseau, le calcul des pertes de charge, la détermination de la hauteur manométrique totale et l'identification des différentes caractéristiques de la pompe, nous avons également étudié le cas de la cavitation et examiné le cas d'un réservoir enterré.

Chapitre V : Protection du réseau

V.1. Introduction :

Pour maintenir les réseaux en parfait état de fonctionnement, il est essentiel de les protéger contre la présence d'air dans les conduites, les surpressions et les dépressions, ainsi que les pertes de capacité dues à l'accumulation d'impuretés.

V.2. Equipements de protection du réseau :

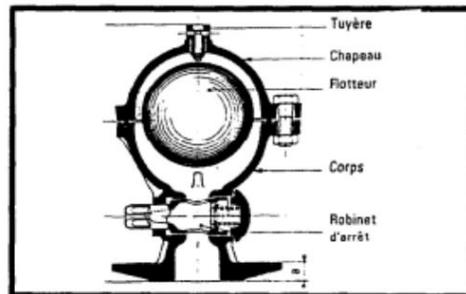
V.2.1. Les ventouses :

Les ventouses ont pour rôle de dégager l'air présent dans les conduites afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, de bloquer le déplacement des poches d'air vers des lieux où elles pourraient provoquer des coups de bélier importants, d'admettre l'air atmosphérique dans certaines conditions pour éviter l'écrasement des conduites ou l'aspiration de l'eau de la nappe phréatique dans laquelle passe la conduite.

Il existe trois types de ventouses :

- ventouse pour petite quantité d'air ;
- ventouse à grand débit d'air ;
- ventouse universelle qui combine les deux effets précédents.

Les ventouses sont placées au point haut. Au cours de leur fonctionnement, les ventouses provoquent un coup de bélier secondaire à sa fermeture. La limitation de ce coup de bélier secondaire constitue le critère de dimensionnement en première approximation.



Figure(V.1) : Principe de fonctionnement d'une ventouse

V.2.2. Les vidanges :

Les vidanges sont placées aux points bas du réseau pour assurer la purge des conduites en cas d'entretien du réseau.

Une vidange est constituée :

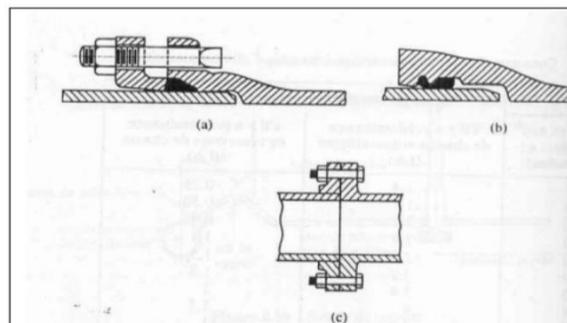
- d'une vanne ;
- d'une conduite de décharge ;
- d'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuée dans le système d'assainissement pluvial.

V.2.3. Les joints :

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints.

Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride



Figure(V.2) : Différents types de joints : a) mécanique, b) à emboîtement, c) à bride

V.2.4. Les vannes :

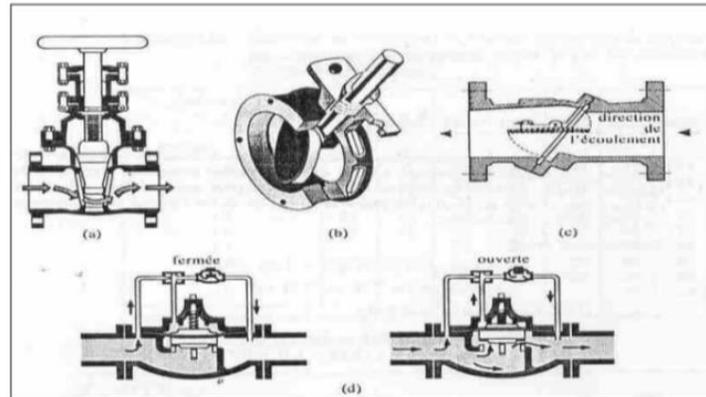
Elles permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir.

On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.

Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. elles sont installées sur les conduites de refoulement.

Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

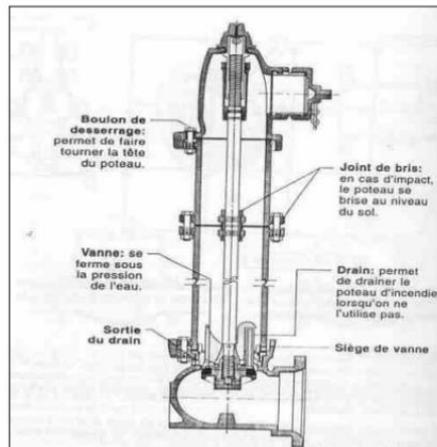


Figure(V.3) : Différents type de vannes : a) robinet-vanne b) robinet à papillon c) vanne à clapet de non-retour d) vanne de réduction de pression

V.2.5. Les poteaux d'incendie :

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Ils sont reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Un poteau d'incendie doit comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre et une conduite de 100 mm de diamètre si le débit excède 5000 l/mn ou la pression si est faible.

La superficie desservie par un poteau d'incendie dépend du débit nécessaire pour combattre les incendies ; plus le débit est élevé, plus les poteaux sont nombreux et rapprochés.



Figure(V.4) : Poteau d'incendie

V.3. La lutte contre la surpression et la dépression :

Les appareils de lutte contre la surpression ou la dépression excessive dans les conduites sont de deux types :

Les soupapes de décharge de type mécanique, qui s'ouvrent sous l'effet de la pression sur un ressort, elles sont capables uniquement d'évacuer instantanément un débit important d'eau afin d'abaisser la pression dans une conduite.

Les réservoirs anti-bélier utilisent l'air comprimé pour protéger les conduites contre les surpressions et les dépressions. Ce sont des accumulateurs hydropneumatiques qui utilisent la compressibilité relative de l'air par rapport à l'eau pour amortir les coups de bélier des régimes transitoires.

V.4. Problème de gestion des réseaux d'A.E.P en Algérie :

Les problèmes de gestion des réseaux algériens sont très divers :

- Méconnaissance des besoins en eau des populations.
- Entretien quasi-nul des canalisations et de leurs accessoires.
- Coupures d'eau fréquentes.
- Fuites non répertoriées.
- Interventions trop lentes sur les fuites.
- Personnel insuffisant et non qualifié.
- Inexistence de pompes de secours au niveau des stations de pompage.

V.5. Accessoires :

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

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

Ces différents organes et accessoires sont :

Vannes de sectionnement ;

Ventouses ;

Conduite by-pass ;

Poteaux ou bouches d'incendie ;

Crépines ;

Vidange.

V.6. Protection contre les retours d'eau dans les réseaux d'eau potable :

Le phénomène de retour dans un réseau d'AEP (alimentation en eau potable) peut se produire lorsque la fermeture des vannes dans certaines parties du réseau provoque une augmentation de la pression dans certains blocs par rapport à d'autres.

Lorsqu'une vanne est fermée dans un réseau d'eau, elle interrompt le flux normal de l'eau. Cela peut entraîner une redirection du flux vers d'autres parties du réseau, ce qui peut augmenter la pression dans ces zones. Les blocs ou les sections du réseau situés en aval de la vanne fermée peuvent ainsi subir une augmentation de pression. Cette situation peut être problématique car elle peut provoquer des variations de pression imprévues, entraînant potentiellement des surpressions dans certaines parties du réseau.

Conséquences de ce phénomène :

Surpressions Localisées :

Les zones proches des vannes fermées peuvent subir des surpressions, ce qui peut endommager les tuyaux, les raccords et les équipements connectés.

Déséquilibre du Réseau :

La fermeture des vannes peut déséquilibrer la distribution de l'eau, entraînant une pression inégale dans différentes parties du réseau.

Risques de Cavitation :

Dans certains cas, la fermeture des vannes peut réduire la pression dans certaines sections en dessous du niveau de cavitation, provoquant ainsi des dommages supplémentaires aux pompes et aux conduites.

Solutions pour éviter ce phénomène :

Utilisation de Régulateurs de Pression :

Installer des régulateurs de pression dans le réseau pour maintenir une pression constante, même en cas de fermeture des vannes.

Gestion des Vannes :

Ouvrir et fermer les vannes lentement pour permettre à la pression de s'équilibrer progressivement dans le réseau.

Conception du Réseau :

Concevoir le réseau avec des boucles et des chemins alternatifs pour permettre une distribution uniforme de la pression, même lors de la fermeture des vannes.

Installation de Réservoirs Tampons :

Utiliser des réservoirs tampons pour absorber les variations de pression et maintenir la stabilité du réseau.

En résumé, le phénomène de retour et les augmentations de pression associées à la fermeture des vannes peuvent être gérés par une conception appropriée du réseau, l'utilisation de régulateurs de pression, et une gestion prudente des vannes.

Conclusion :

En conclusion, la maintenance optimale des réseaux de distribution d'eau passe par une protection rigoureuse contre les facteurs qui peuvent altérer leur performance. Cela inclut la gestion de l'air dans les conduites, la prévention des surpressions et des dépressions, ainsi que l'élimination régulière des impuretés accumulées. Une attention constante à ces éléments garantit un fonctionnement efficace et durable des infrastructures d'alimentation en eau.

Conclusion générale :

En conclusion, notre projet de conception d'un réseau d'alimentation en eau pour 853 logements à Beni Tamou a été une réussite complète grâce à une méthodologie rigoureuse et à l'utilisation d'outils avancés.

Nous avons commencé par projeter une conduite d'alimentation à partir d'un réservoir existant pour desservir la nouvelle région. Une étude approfondie a été réalisée pour estimer les besoins en eau des nouveaux habitants, garantissant ainsi une planification précise et adaptée. Ensuite, nous avons utilisé le logiciel EPANET pour simuler le réseau, ce qui nous a permis d'optimiser les valeurs de pression à chaque nœud du système.

Cette simulation a révélé la nécessité d'installer une pompe centrifuge pour augmenter les valeurs de pression. Après une étude détaillée, nous avons sélectionné la pompe appropriée pour répondre aux exigences du réseau.

La simulation a également été essentielle pour identifier les points critiques et ajuster le dimensionnement des conduites afin d'assurer des vitesses optimales de l'eau. Grâce à cette approche systématique, nous avons pu non seulement répondre aux besoins actuels, mais aussi prévoir une marge de sécurité pour les futures extensions du réseau.

En somme, ce projet illustre notre capacité à combiner des études théoriques avec des simulations pratiques pour créer des solutions durables et efficaces en matière d'alimentation en eau.

Références bibliographiques :

Chahrazede, F. Z. (2021). MFE Diagnostic et proposition d'un schéma directeur de restructuration du réseau de distribution de Beni Tamou (pp. 15-19). Université de Blida 1.

Zerraki, A. (2020). Étude d'alimentation en eau potable de 4440 logements situés dans le nouveau pôle urbain Saf-Saf dans la commune de Meftah (Chapitre 5) . Université de Blida 1.

Lamine, K. M., & Salim, A. (2022). Étude du réseau anti-incendi de l'unité STS-Metal de Chorfa-W-Bouira (pp. 40-42). Université Abderrahmane MIRA de Bejaia.

Hichem, L, & Ali, G. S. (2020). Évaluation de l'impact des extensions de la ville de Tipaza sur le fonctionnement du système d'alimentation en eau potable (p. 40). Université de Blida 1.