

UNIVERSITE SAAD DAHLAB – BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département des Sciences de l'Eau et Environnement



MEMOIRE DE MASTER

Filière: **Hydraulique**

Spécialité : **Ressources Hydrauliques**

Thème:

Contribution à l'optimisation du système de transfert des eaux du couloir nord de la bande ouest de Tipaza à partir du barrage de Kef-Eddir (wilaya de Tipaza)

Présenté par

BOUDALI Abderrezak

YOUSFI Abdenour

Devant le jury composé de :

M. DJELFI	, M.A.B	U. de Blida	Président
M. Haddad A	, M.A.B	U. de Blida	Examineur
M. BESSENASSE M	, Professeur	U. de Blida	Examineur
M. OULARBI A.	, M.A.B	U. de Blida	Promoteur
M.BELGAID K.	, Ingénieure d'Etat		CO-Promoteur

Promotion 2018/2019

REMERCIEMENT

Au terme de ce travail, nous remercions le Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

*Nous remercions notre encadreur, monsieur **A.OULARBI** Pour le soutien tout au long de la préparation de notre projet de fin d'étude.*

Nous remercions également :

Les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi Mr K.BELGAID et Mr Bouttata de l'ANBT, Mr Dahmane pour leur aide durant le travail de notre mémoire.

Ainsi que tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département des sciences de l'eau et environnement qui ont contribué à notre formation.

Sans oublier de remercier nos chers parents, qui ont toujours prié pour nous, qui n'ont pas cessé de nous encourager, de nous soutenir et qui ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui

Et à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin.

Merci 

Dédicaces

Pour commencer je prends le temps de remercier le bon DIEU de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études.

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mon frère et mes sœurs pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A tous mes amis de la faculté plus particulièrement : Safa, Zaki, Redouane.

Je remercie mes amis intimes et préférés : Oussama, Imad, Aziz, Aissa.

A tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui Je dois un profond respect et ma loyale considération.

En fin, je remercie mon binôme Boudali Abderrezak.

ABDENOUR

Dédicaces

Pour commencer je prends le temps de remercier le bon DIEU de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études.

A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes frères et mes sœurs pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A tous mes amis de la faculté plus particulièrement : Abdesslam, Zaki, Nesrine.

Je remercie mes amis intimes et préférés : Mohamed, Mustapha.

A tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui Je dois un profond respect et ma loyale considération.

En fin, je remercie mon binôme Yousfi Abdenour.

Abderrezak

ملخص:

شهدت المنطقة الغربية لولاية تيبازة، نموًا سكانيًا ملحوظًا في الآونة الأخيرة. بالإضافة إلى تطور كل من قطاعي الزراعة والسياحة.

تبعًا للديناميكية المتباعدة من طرف الدولة المتمثلة في ربط وتركيب أنظمة إمدادات المياه الصالحة للشرب لأكثر قدر ممكن من السكان خاصة المناطق المعزولة. استفادت هذه المنطقة من مشروع إمدادها بالمياه الصالحة للشرب من سد كف الدير، ومن المتوقع أنها ستلبي جميع حاجيات هذه المنطقة بالكمية والنوعية اللازمة حتى حلول سنة 2050.

تهدف هذه الدراسة إلى المساهمة في تحسين نظام نقل مياه الشرب المتوقع لهذه المنطقة، بحيث سيتم تغيير حجم الأنابيب على أساس القوانين والأساليب الخاصة بالهيدروليكا الحضرية، واستخدام المعايير المناسبة والبيانات الواقعية. بالإضافة إلى ذلك فإن هذه الدراسة ترمي إلى تحسين شبكتنا لذلك حاولنا تقديم مفهوم جديد يتكون من أعداد منحى الاستهلاك الناتج عن مراعاة التغيير في الساعة لمعدلات الاتصال، الاستهلاك، ووقت التشغيل الموجود في مصب الخزان المائي للداموس.

يتم التحقق من صحة النتائج المحصلة من محاكاة سلوك الشبكة عن طريق تطبيقات مختلفة منها الايانت. عند نهاية المحاكاة يتم التحقق من مدى الامتلاء لمختلف الخزانات، سرعة التدفقات في الأنابيب والتي تتراوح بين 0.5 و 2.5 متر في الثانية والضغط في العقد حيث يقل عن ضغط التشغيل والقدرة ب 5 بار.

كلمات مفتاحية: تيبازة، أنظمة، إمدادات المياه، سد كف الدير، الأنابيب، الهيدروليكا، منحى الاستهلاك، الخزان، محاكاة، الايانت، الأنابيب، العقد.

Résumé :

La branche ouest de la ville de Tipaza, une zone a connu un essor démographique remarquable durant ces dernières décennies, en plus du développement du secteur de l'agriculture et de tourisme.

Dans la dynamique de réalisation des systèmes d'AEP dans les centres ruraux, cette région a bénéficié de la mise en place d'un système d'alimentation en eau potable, à partir de barrage de Keff-Eddir, afin de satisfaire d'ici à l'horizon 2050 les besoins en eau des trois secteurs avec une quantité et une qualité suffisante.

La présente étude a pour objectif de contribuer à l'optimisation du système de transfert d'eau potable projeté de cette zone.

Le dimensionnement des conduites est effectué sur la base de lois et méthodes de l'hydraulique urbaine, et utilisation de critères appropriés, et de données réalistes.

En outre, dans cette étude, et pour aller dans le sens d'une optimisation de notre réseau on a introduit un nouveau concept consistant en l'élaboration d'une courbe de consommation résultante tenant compte de la variabilité horaire des débits d'appels de consommation, du temps de fonctionnement des différents situés dans la partie aval par rapport au réservoir Tampon de Damous.

La validation des résultats obtenus est effectuée à partir de la simulation dynamique du comportement du réseau optimisé. A l'issue de la simulation on est parvenu à vérifier un marnage correct de l'ensemble des réservoirs, des vitesses d'écoulement acceptable variant dans un intervalle compris entre 0.3 et 2.5 m/s, des pressions relevées à l'endroit des nœuds inférieures à la pression de service $P_s=5$ bars.

Mots clés : Tipaza, marnage, système, transfert, vitesse, Epanet, Alimentation en Eau Potable, Adduction..

Summary:

The western branch of the city of Tipaza, an area has experienced a remarkable population growth in recent decades, in addition to the development of the sector of agriculture and tourism.

In the dynamics of realization of the DWS systems in the rural centers, this region has benefited from the installation of a drinking water supply system, from the Keff-Eddir dam, to satisfy from here by 2050 the water needs of the three sectors with sufficient quantity and quality.

The present study aims to contribute to the optimization of the projected drinking water transfer system of this zone.

The sizing of the pipes is carried out on the basis of laws and methods of urban hydraulics, and use of appropriate criteria, and realistic data.

In addition, in this study, and to move in the direction of an optimization of our network, we introduced a new concept consisting of the elaboration of a resulting consumption curve taking into account the hourly variability of the call rates. consumption, the operating time of the various located in the downstream part with respect to the dam Damous buffer.

Validation of the results obtained is performed from the dynamic simulation of the behavior of the optimized network. At the end of the simulation, it was possible to verify a correct tidal range of all the reservoirs, with acceptable flow velocities varying between 0.3 and 2.5 m / s, and pressures at the nodes. below the operating pressure $P_s = 5$ bar.

Keywords: Tipaza, tidal range, system, transfer, speed, Epanet, Drinking Water Supply, Adduction...

Sommaire

Introduction général	01
----------------------	----

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I-1 Introduction	03
I-1-1 Présentation du secteur d'étude	03
I-1-2-1 Situation géographique	03
I-1-2-2 Situation topographique	03
I-1-2-3 Situation socio-économique	04
I-1-2-4 Le climat	04
I-1-2-5 Relief	04
I-2-1 Présentation du Barrage de Kef-Eddir	05
I-2-1-1 Situation de l'aménagement	05
I-2-1-2 Destination de l'aménagement	05
I-2-1-3 Aspect d'ensemble du barrage	05
I-3 Situation actuelle de système d'adduction des différentes agglomérations	06
I-4 Problèmes et contraintes	08

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II-1 Introduction	09
II-2 Evaluation de La population	09
II-2-1 Taux d'accroissement τ	09
II-2-2 Estimation de la population à l'horizon futur	10
II-3 Estimation des besoins de consommation	10
II-3-1 Evolution de la dotation	10
II-3-1-1 La dotation unitaire domestique	10
II-3-1-2 Facteur de majoration	11
II-3-1-3 Evolution de la dotation nette	11
II-4 Les différents ratios utilisés en AEP	12
II-4-1 Rendement du réseau d'adduction R_a	12
II-4-2 Rendement de distribution R_d	12
II-5 Coefficient de pointe journalier k_p^j	13
II-6 Besoins moyen journalier	13
II-6-1 Débit maximal journalier à la production $Q_{\max}^j(\text{prod})$ et à la distribution $Q_{\max}^j(\text{dist})$	13
II-6-2 Débits de pointe journalière Q_p^j	13
II-7 Détermination du débit de pointe horaire Q_p^h	14
II-8 Besoins des zones d'expansion touristique (ZET)	19
II-9 Conclusion	21

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs de stockage

III-1	Introduction	22
III-2	Caractéristiques du réservoir	22
III-3	Classification des réservoirs	22
III-3-1	Position par rapport au sol	22
III-3-2	Leur forme	22
III-4	Fontainerie et équipement du réservoir	24
III-5	Utilités des réservoirs	24
III-5-1	Fonction techniques	24
III-5-2	Fonctions économiques	24
III-6	Qualité de l'eau dans les réservoirs	24
III-7	Emplacement du réservoir	25
III-8	Choix du type du réservoir	25
III-9	Capacité totale de la cuve du réservoir	25
III-9-1	La méthode analytique	26
III-9-2	Méthode graphique	27
III-10	Temps de pompage	27
III-11	Dimensionnement du réservoir de Damous	28
III-11-1	Calcul du diamètre intérieur des réservoirs $d(m)$	30
III-11-2	Hauteur de l'eau dans le réservoir $h_e(m)$	30
III-11-3	Hauteur libre de l'eau dans le réservoir $h_o(m)$	30
III-12	Conclusion	32

Chapitre IV : Dimensionnement des conduites d'adduction

IV-1	Introduction	33
IV-2	Typologie des systèmes d'adduction	33
IV-2-1	Adduction gravitaire : où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est	33
IV-2-2	Adduction par refoulement : où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau	33
IV-3	Choix du type des conduites	33
IV-4	Caractéristiques techniques des conduites	34
IV-4-1	Avantages des conduites en PEHD	34
IV-4-2	Avantages des conduites en fonte	34
IV-5	fonte ductile	35
IV-6	Le PEHD (polyéthylène de haute densité)	35
IV-7	Etude technico-économique des conduites de refoulement	37
IV-7-1	Calcul de la vitesse	37
IV-7-2	Calcul des pertes de charges	37
IV-7-3	Les pertes de charges linéaires	38

IV-7-4 Les pertes de charge singulières	39
IV-8 Présentation des résultats	40
IV-9 Les conditions hydrauliques	41
IV-9-1 La vitesse	41
IV-9-2 Le temps de séjour	42
IV-10 Conclusion	42

Chapitre V : Dimensionnement des stations de pompage

V-1 Introduction	43
V-2 Classification des pompes	43
V-3 Caractéristiques des pompes centrifuges	44
V-4 Constitution d'une pompe centrifuge	44
V-5 Choix de la pompe	45
V-6 Courbes caractéristiques d'une pompe	45
V-6-1 La courbe hauteur - débit $H.m.t = f(Q)$	45
V-6-2 La courbe puissance – débit	45
V-6-3 Le courbe rendement – débit	45
V-7 Puissance absorbée	46
V-8 Hauteur manométrique total (Hmt)	47
V-8-1 La hauteur géométrique de refoulement (Hr)	47
V-8-2 La hauteur géométrique d'aspiration (Ha)	47
V-8-3 Les pertes de charges d'aspiration et de refoulement	47
V-9 Point de fonctionnement	47
V-9-1 Caractéristique de la conduite	47
V-10 Couplage des pompes	48
V-10-1 Couplage en série	48
V-10-2 Couplage en parallèle	48
V-11 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré	48
V-12 Etude de la cavitation	50
V-13 Amorçage de la pompe	51
V-14 Motorisation	52
V-15 Dimensionnement de la station de reprise	52
V-16 Conclusion	53

Chapitre VI

La simulation du système de transfert d'eau potable de la branche ouest de Tipaza.

VI-1 Introduction	54
VI-2 Evolution temporelle des débits d'appel à l'aval du réservoir tampon de Damous	54
VI-3 Evolution temporelle de la consommation en eau des agglomérations desservies par les branches secondaires	58
VI-4 Présentation du logiciel de simulation Epanet	59
VI-5 Propriétés d'entrée pour la simulation	60
VI-6 Données d'entrée pour la simulation dynamique avec Epanet	60
VI-7 Données pour les ouvrages de stockage	62
VI-8 Présentation de l'ossature générale du système de transfert d'eau potable de la branche ouest de Tipaza	63
VI-9 Résultats de la simulation dynamique sous Epanet	65
VI-9-1 Vérifications de la condition de marnage des différents réservoirs du réseau	65
VI-10 Simulation du réseau de transfert de la branche ouest de Tipaza	67
VI-10-1 Résultats du marnage des réservoirs	67
VI-10-2 Résultats Etat des pressions aux nœuds	71
VI-10-3 Résultats Etat des vitesses d'écoulement dans les conduites	72
VI-10-4 Balance en eau dans les réservoirs	74
VI-11 Conclusion	75
Conclusion générale	

Liste des Tableaux

Tableau II-1 – Calcul prévisionnel du nombre d’habitants pour différents horizons	10
Tableau II-2 - Evolution des dotations unitaires domestiques en L/jour/hab	10
Tableau II-3 – Facteur de majoration affecté à chaque type d’agglomération	10
Tableau II-4 – Evolution de la dotation unitaire	11
Tableau II-5 : Les rations d’un réseau selon le P.N.E.	12
Tableau II-6 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Damous	15
Tableau II-7 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Larhat	15
Tableau II-8 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Aghbal	16
Tableau II-9: Evolution du débit de point journalier de la commune de Gouraya.	16
Tableau II-10 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Cherschell	17
Tableau II-11 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Hadjrat Elnous	17
Tableau II-12 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Messelmoune	18
Tableau II-13 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Sidi Ghiles	18
Tableau II-14 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Sidi semiane	19
Tableau II-15 : Besoins en eau des ZET	20
Tableau II-16 : Répartition des débits de projet à long terme	21
Tableau III-1 : temps de pompage	28
Tableau III-2 : Exemple de Feuille de calcul Excel pour le calcul de capacité utile du réservoir de Damous	29
Tableau III-3 : Caractéristiques géométriques normalisées des différents réservoirs	31
Tableau III-4 : Caractéristiques géométriques des différents réservoirs	31
Tableau IV-1 : Caractéristiques de conduites en fonte utilisées en adduction	35
Tableau IV-2 : Caractéristiques de conduites en PEHD utilisées en adduction	36
Tableau IV-3: Tableau récapitulatif	40
Tableau V-1 : Tension de vapeur d’eau pompée en fonction de la température	51
Tableau V-2 : Caractéristiques des Bâches de reprise	52
Tableau V-3 : les caractéristiques stations de pompage	53
Tableau VI-1 : Variation horaire des débits d’appel dans chaque ramification secondaire	57
Tableau VI-2 : Valeurs approximatives des débits par heure pour la consommation	58
Tableau VI-3 :Données aux nœuds	60
Tableau VI-4 : Données des conduites	61
Tableau VI-6 : Données pour les réservoirs	62

Liste des symboles

- CTN** : Côte Terrain Naturel en (m).
- Ct** : volume total du réservoir.
- Cu** : Capacité utile de stockage.
- Dext** : Diamètre extérieur.
- Dint** : Diamètre intérieur.
- dot**: Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons.
- DN** : diamètre normalisé.
- E** : Energie consommée par la pompe (KWh).
- e** : Epaisseur de la conduite (mm).
- g** : Accélération de la pesanteur en m/s².
- h** : Perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- Ha** : Hauteur d'aspiration en (m).
- Hg** : Hauteur géométrique en (m).
- Hmt**: La hauteur manométrique totale.
- H0** : Pression absolue de la conduite.
- J** : Pertes de charge par frottement en (m/ml).
- Ja** : Perte de charge à l'aspiration en (m).
- JL** : La perte de charge linéaire en (m).
- JS** : La perte de charge singulière en (m).
- JT** : La perte de charge totale en (m).
- K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
- Kmax.j** : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
- L** : Longueur de la conduite en m.
- Leq** : longueur équivalente du système.
- m** : Coefficient de rognage.
- N** : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
- n** : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 30 ans).
- (NPSH) d** : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
- (NPSH) r** : la charge nette minimale requise à l'aspiration.
- P** : Puissance de pompage en (KWh).
- Pa** : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- P0** : Pression absolue.
- Pn** : Population future à l'horizon considéré.
- P0** : Population de l'année de référence.
- P%** : Résidu maximal dans le réservoir (%).
- k_p^h** : Coefficient de pointe horaire.
- k_p^j** : Coefficient de variation journalier.
- Q** : débit refoulé dans la conduite en m³/s.
- Qmax.h** : Débit maximal horaire en (m³/h).
- Qmax.j** : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
- Qmoyen journalier** : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/s.

Q_{max,j} : Consommation maximale journalière (m³/j).

Q_p^j : Débit pointe journalier (m³/j).

Q_p^h : Débit de pointe horaire en (m³/h).

R_a : Rendement du réseau d'adduction.

R_d : Rendement de distribution.

R_g : Rendement globale.

Re : Nombre de Reynolds.

r: Le pourcentage de rognage.

S : section de la conduite.

T_v: C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

T : Nombre d'heure de pompage (h).

t : Temps de service = 25 ans.

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

V_m: moyenne arithmétique de la vitesse choisit.

V_{sr} : Volume de la station de reprise (m³).

V_{incendie} : Volume d'incendie.

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

η : Rendement de la pompe en %.

λ : Coefficient de pertes de charge.

τ : Taux d'accroissement. En %.

Liste des Figures

Figure I-1 : Photo satellitaire de localisation de la zone d'étude	03
Figure I-2 : Situation actuelle de système d'adduction la ville de Larhat	06
Figure I-3 : Situation actuelle de système d'adduction la ville de Sidi Ghiles	07
Figure I-4 : Situation actuelle de système d'adduction la ville de Cherchell	07
Figure III-1 : Schéma d'un réservoir surélevé	23
Figure III-2 : Schéma d'un réservoir semi enterré cylindrique	23
Figure V-1 : La courbe caractéristique d'une pompe centrifuge	46
Figure V-2 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge	50
Figure V-3 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression	51
Figure VI-1 : Variation temporelle des débits d'appel de desserte à l'aval du réservoir tampon de Damous	55
Figure VI-2 : Courbe résultante de modulation de desserte à l'aval du réservoir tampon de Damous	55
Figure VI-3 : Courbe de Variation temporelle des coefficients de pointe horaire de desserte à l'aval du réservoir tampon de Damous	60
Figure VI-4 : Courbe de niveau des demandes de base de la zone d'étude	61
Figure VI -5 : Ossature du réseau du système de transfert de la branche ouest de Tipaza	63
Figure VI-6 : Courbe de niveau des altitudes de la zone d'étude	64
Figure VI-7 : Vérification du marnage des réservoirs jumelés tampons de Damous	65
Figure VI-8 : Courbe de marnage des deux réservoirs jumelés de Damous	66
Figure VI-9 : Courbe de variation temporelle de la pression au nœud	66
Figure VI-10 : Condition de marnage des réservoirs de stockage du réseau	70
Figure VI-11 : Répartition spatiale de l'état de pression dans le réseau en différentes Périodes	72
Figure VI-12 : Distribution des vitesses aux heures de pointe et aux heures creuses	74
Figure VI-13 : Adéquation entre les volumes produit et consommé lors de la journée	74

Liste des symboles

- CTN** : Côte Terrain Naturel en (m).
- Ct** : volume total du réservoir.
- Cu** : Capacité utile de stockage.
- Dext** : Diamètre extérieur.
- Dint** : Diamètre intérieur.
- dot**: Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons.
- DN** : diamètre normalisé.
- E** : Energie consommée par la pompe (KWh).
- e** : Epaisseur de la conduite (mm).
- g** : Accélération de la pesanteur en m/s^2 .
- h** : Perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- Ha** : Hauteur d'aspiration en (m).
- Hg** : Hauteur géométrique en (m).
- Hmt**: La hauteur manométrique totale.
- H0** : Pression absolue de la conduite.
- J** : Pertes de charge par frottement en (m/ml).
- Ja** : Perte de charge à l'aspiration en (m).
- JL** : La perte de charge linéaire en (m).
- JS** : La perte de charge singulière en (m).
- JT** : La perte de charge totale en (m).
- K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
- Kmax.j** : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
- L** : Longueur de la conduite en m.
- Leq** : longueur équivalente du système.
- m** : Coefficient de rognage.
- N** : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
- n** : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement ($n = 30$ ans).
- (NPSH) d** : Charge nette minimale disponible à l'aspiration.
- (NPSH) r** : la charge nette minimale requise à l'aspiration.
- P** : Puissance de pompage en (KWh).
- Pa** : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- P0** : Pression absolue.
- Pn** : Population future à l'horizon considéré.
- P0** : Population de l'année de référence.
- P%** : Résidu maximal dans le réservoir (%).
- k_p^h** : Coefficient de pointe horaire.
- k_p^j** : Coefficient de variation journalier.
- Q** : débit refoulé dans la conduite en m^3/s .
- Qmax.h** : Débit maximal horaire en (m^3/h).
- Qmax.j** : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année.
- Qmoyen journalier** : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m^3/s .

Q_{max,j} : Consommation maximale journalière (m³/j).

Q_p^j : Débit pointe journalier (m³/j).

Q_p^h : Débit de pointe horaire en (m³/h).

R_a : Rendement du réseau d'adduction.

R_d : Rendement de distribution.

R_g : Rendement globale.

Re : Nombre de Reynolds.

r: Le pourcentage de rognage.

S : section de la conduite.

T_v: C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

T : Nombre d'heure de pompage (h).

t : Temps de service = 25 ans.

V : Vitesse d'écoulement en m/s.

V_m: moyenne arithmétique de la vitesse choisit.

V_{sr} : Volume de la station de reprise (m³).

V_{incendie} : Volume d'incendie.

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

η : Rendement de la pompe en %.

λ : Coefficient de pertes de charge.

τ : Taux d'accroissement. En %.

Introduction général :

En Algérie, la tension relative à l'AEP ne cesse de s'accroître face à une demande croissante. Les aléas climatiques observés, conjugués à une forte démographie en milieu urbain ont contribué à une pénurie incontournable des ressources mobilisables. Les politiques adoptées ces vingt dernières années, en termes de construction de barrages, de dessalement de l'eau de mer, restent insuffisantes (Allal et al. 2012) non pas par manque d'eau mais plutôt à l'absence de système de transfert. Une gestion non adaptée et insuffisamment planifiée s'est greffée, et a créé des tensions difficilement maîtrisables dans la distribution de l'eau potable (Bessedik, 2007 & 2011). Les pertes d'eau dans les réseaux ont dépassés les 55% (ADE, 2012). Ces déperditions sont dues à plusieurs facteurs, entre autres, la vétusté des conduites, une conception non adaptée au relief, des piquages illicites dus aux constructions anarchiques, une insuffisance de matériels adaptés (détection et réparation des fuites).

Dans ce contexte le plan nationale de développement et de l'approvisionnement en eau potable a prévu l'étude puis la réalisation d'un système d'AEP pour la branche ouest de Tipaza au nord du l'Algérie. Ainsi l'objectif global est l'amélioration des conditions d'alimentation en eau potable des populations, ce qui conduirait nécessairement à l'amélioration des situations sanitaires et hygiéniques de la population.

Cette étude entre dans le cadre des actions initiées par le ministère des ressources en eau qui sous couvert de l'ANBT dont l'objectif est de réduire de moitié le nombre de personnes n'ayant pas accès à l'eau potable d'ici 2030.

Dans ce cadre notre étude vise à apporter une contribution pour l'optimisation du fonctionnement du système de transfert tel que proposé dans les avant-projet sommaire et définitif APS et APD. Les améliorations que nous désirons apportées concernent l'ensemble des caractéristiques des ouvrages et des équipements composant le système de transfert préconisé.

Une première analyse des données collectées montrent généralement un surdimensionnement du fait d'une surestimation des ratios relatif aux consommations journalières ce qui induira inévitablement un surcout sur les investissements du projet mais aussi du prix de revient du mètre cube de l'eau.

Sur la base d'une approche plus rationnelle aussi bien au niveau de l'utilisation des méthodes de calcul plus appropriées que sur le choix de données plus réaliste tenté de réduire les surcoûts occasionnés.

Notre projet s'intitulant « contribution à l'optimisation du système de transfert des eaux du couloir nord de la bande ouest de Tipaza à partir du barrage de Kef-Eddir (wilaya de Tipaza » s'articulera autour des chapitres suivants :

Dans le premier chapitre nous ferons une présentation de la zone d'étude ;

Dans le deuxième chapitre nous présenterons une estimation des besoins en eau jusqu'à l'horizon 2050 ;

Introduction général

Dans le troisième chapitre un calcul de dimensionnement des ouvrages de stockage sera présenté,

Dans le quatrième chapitre le dimensionnement des conduites sera développé complété par un cinquième chapitre concernant le dimensionnement Lors des stations de pompage.

Pour valider les résultats obtenus nous avons prévu de simuler dynamiquement notre système de transfert pour vérifier le marnage des différents réservoirs, les pressions au niveau des nœuds et les vitesses d'écoulement dans les conduites.

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I-1 Introduction

Ce chapitre est un aperçu général de la zone d'étude où nous allons mentionner sa situation géographique et ses caractéristiques spécifiques, ensuite présenter le barrage de Keff-Eddir utilisé comme point de production.

I-1-1 Présentation du secteur d'étude [8]

I-1-2-1 Situation géographique

La zone d'étude, est composée de 10 agglomérations qui sont de l'est à l'ouest : Tipaza, Cherchell, sidi-Ghiles, sidi-Semiane, Hadjret-Ennous, Messelmoune, Gouraya, Aghbal, Larhat et Damous.

La zone d'étude située à environ 70 kilomètres à l'ouest de la ville d'Alger, autrement dit au nord-est et Sud-est du barrage de Kef-Eddir et l'axe du barrage est situé sur l'Oued Damous dans la Wilaya de Tipaza.



Figure I-1 : Photo satellitaire de localisation de la zone d'étude (Source : Google Earth)

I-1-2-2 Situation topographique

La topographie du terrain joue un rôle très important et impose le plus souvent le tracé du réseau qui doit suivre le terrain naturel. En plus pour les écoulements sous pression, la topographie est déterminante en ce sens elle permet d'avoir une idée sur l'emplacement des réservoirs en fonction de la charge hydraulique requise. Cependant en terrain plat on utilise parfois des stations de relevage dans le réseau pour palier au phénomène d'approfondissement éventuel des canalisations. Le relief, le sens d'écoulement sont aussi des éléments topographiques et morphologiques nécessaires à l'analyse hydrologique des bassins versants.

I-1-2-3 Situation socio-économique

Les principales activités de l'ensemble de la wilaya de Tipaza sont l'agriculture et l'élevage. Le commerce qui est en train de se développer, cette évolution est reliée directement avec le tourisme qui est un signe marquant par cette zone.

I-1-2-4 Le climat

La zone d'étude est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisé en deux saisons : un hiver doux et pluvieux d'Octobre à Mars et un été chaud et sec d'Avril à Septembre ; la saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois.

Le climat est de type méditerranéen, doux, régulier, caractérisé par un hiver pluvieux, un été sec et ensoleillé.

Les vents ont des fréquences différentes durant l'année ; les plus dominantes sont de direction sud et ouest ; quant au Sirocco, il est rarement enregistré au cours de l'hiver. Par contre, les gelées sont fortement influencées par l'altitude.

Les précipitations moyennes enregistrées par la station de Merad font ressortir une pluviométrie moyenne annuelle de 600 mm durant la période 1978-2004.

Les températures varient entre 33 °C pour les mois chauds de l'été (juillet, août), à 5,7 °C pour les mois les plus froids (décembre à février).

I-1-2-5 Relief

Le territoire de la wilaya de Tipaza couvre une superficie de 1 707 km² qui se répartit en :

- Montagnes : 336 km² ;
- Collines et piémonts : 577 km² ;
- Plaines : 611 km² ;
- Autres : 183 km².

Au nord-ouest de la Wilaya, la chaîne de montagnes comprenant l'Atlas Blidéen laissant la place à deux importants ensembles :

- Les Monts du Dahra et du Zaccar ;
- Le Mont du Chenoua.

Au nord-est, la Mitidja s'étend essentiellement sur la wilaya de Blida et se trouve limitée au niveau de la wilaya de Tipasa par le bourrelet constitué par le Sahel (Altitude Moyenne 230 m).

Au nord du Sahel un cordon littoral présente un rétrécissement et une élévation graduelle d'Est en Ouest jusqu'à disparition par endroits à Tipasa et dans les Dairas de Cherchell et Sidi Amar où le relief très accidenté autour du mont du Chenoua présente des escarpements importants en bordure de la mer.

I-2-1 Présentation du Barrage de Kef-Eddir [9]**I-2-1-1 Situation de l'aménagement**

Le barrage de Kef-Eddir est situé à l'ouest de la ville d'Alger sur l'Oued Damous, à environ 8 km au sud de la ville homonyme et près du village Ben Mileuk dans la wilaya de Tipaza. Le site du barrage est accessible à partir des routes de chemin de wilaya W4 ou N65.

I-2-1-2 Destination de l'aménagement

Le barrage de Kef-Eddir est destiné à satisfaire les besoins en eau pour l'irrigation de l'immense vallée agricole constituée par le croissant fertile des vallées de Damous, Larhat, de la bande agricole côtière de Gouraya, d'Oued Sebt et de Messelmoune.

Le volume que régularise annuellement le barrage est de 57,4 hm³. La réserve alimentera toute la région et les wilayas environnantes avec plus de 21 millions de mètres cubes/ an pour les besoins de consommation en eau potable et 17 millions de mètres cubes/an pour les besoins touristiques et ceux de l'agriculture dans la wilaya de Tipaza. La wilaya de Chleff disposera quant à elle de plus de 12 millions de mètres cubes par an, tandis que la wilaya d'Aïn-Defla aura près de 8 millions de mètres cubes d'eau par an.

I-2-1-3 Aspect d'ensemble du barrage

Le barrage de Kef-Eddir est un ouvrage de retenue en terre de type zoné et comportant les batardeaux amont et aval partiellement intégrés. Le barrage est constitué entre autres :

- D'un noyau argileux central ;
- De filtres amont et aval en sable ;
- De transitions amont et aval en tout-venant de l'oued traité ;
- D'un tapis filtrant aval en sable ;
- De recharges amont et aval en tout venant alluvionnaire ;
- De protections amont et aval en enrochement calcaire.

Le barrage de Kef-Eddir à une longueur en crête de 478 m et une largeur en crête de 10 m. Sa hauteur maximale au-dessus de sa fondation est de 95,00 m avec cambrure (niveau maximum en crête 121,00 m).

Sa capacité au niveau normal d'exploitation est de 125 hm³.

La vue générale de l'aménagement comprend :

- Le barrage proprement dit.
- La galerie de dérivation avec son bassin de dissipation, transformée en vidange de fond et en galerie abritant l'adduction d'eau ;
- La tour de prise, accessible par une passerelle en rive droite et la galerie de vidange de fond ;
- L'évacuateur de crues avec son bassin de dissipation ;
- La galerie d'injection et de drainage.

I-3 Situation actuelle de système d'adduction des différentes agglomérations :

Dans ce titre nous allons donner une image sur la situation actuelle des agglomérations de notre zone d'étude et les raisons du choix de barrage comme ressource d'alimentation au futur.

Notre région d'étude compte actuellement trois types de ressource en eau qu'elle peut utiliser pour satisfaire les besoins des usagers.

Premièrement les villes : Damous, Larhat, Gouraya, Aghbal, Messelmoune, Hajret-Ennos et Sidi-Semiane ; repose sur l'eau souterraine seulement pour l'alimentation des consommateurs.

Le réseau d'adduction pour ces villes commence par des forages situés généralement aux bordures des oueds, comme le cas de la ville de Larhat où le forage est installé à la rive de l'oued EL-MELLAH à l'est de la ville et oued HARBIL à l'ouest, puis avec des conduites de petit diamètre l'eau traverse son chemin par refoulement vers les ouvrages de stockage.

L'étape finale est la distribution de l'eau aux consommateurs qui se fait généralement gravitaire.

Le schéma suivant nous montre la circulation de l'eau de champ de captage jusqu'à l'ouvrage de stockage :

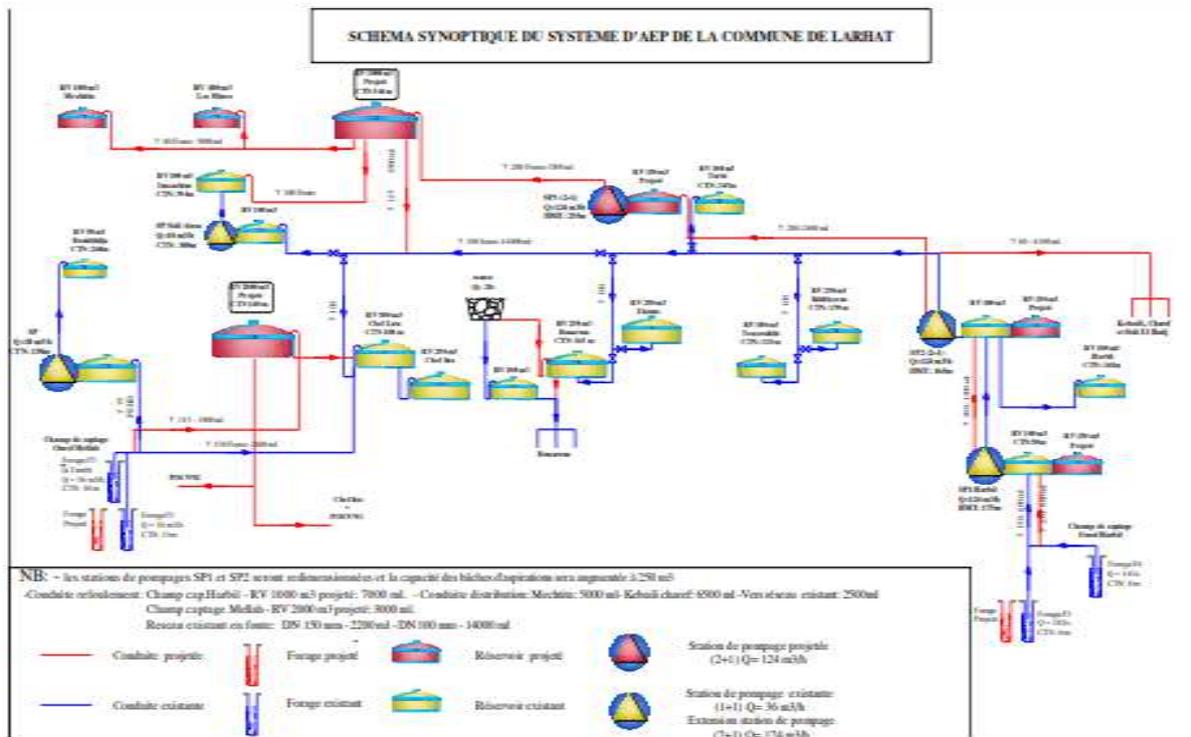


Figure I-2 : Situation actuelle de système d'adduction la commune de Larhat

La ville de Sidi-Ghiles aussi se base sur une seule ressource pour assurer l'alimentation des consommateurs qui est l'eau de surface venue du barrage de BOUKARDANE situé dans la commune de Sidi-Ammar par le réseau suivant :

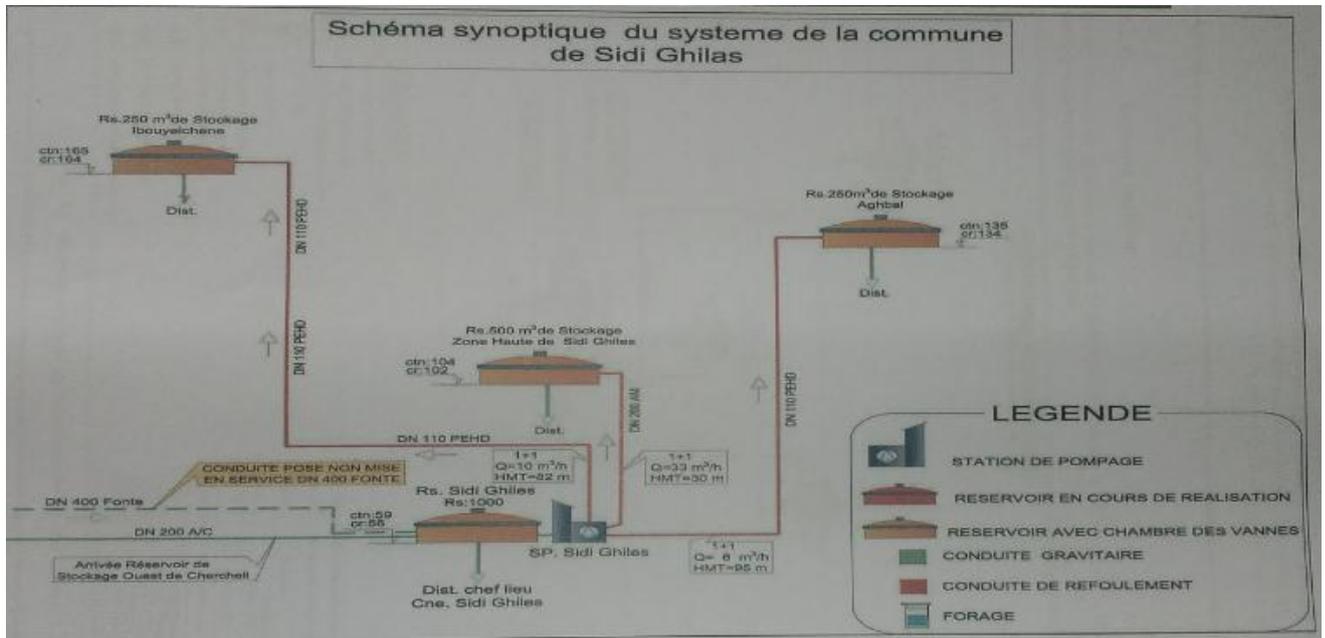


Figure I-3 : Situation actuelle de système d'adduction la commune de Sidi Ghiles

Finalement, la ville de Cherchell qui compte deux ressources d'alimentation, les eaux souterraines et l'eau de surface vient de barrage de BOUKARDANE.

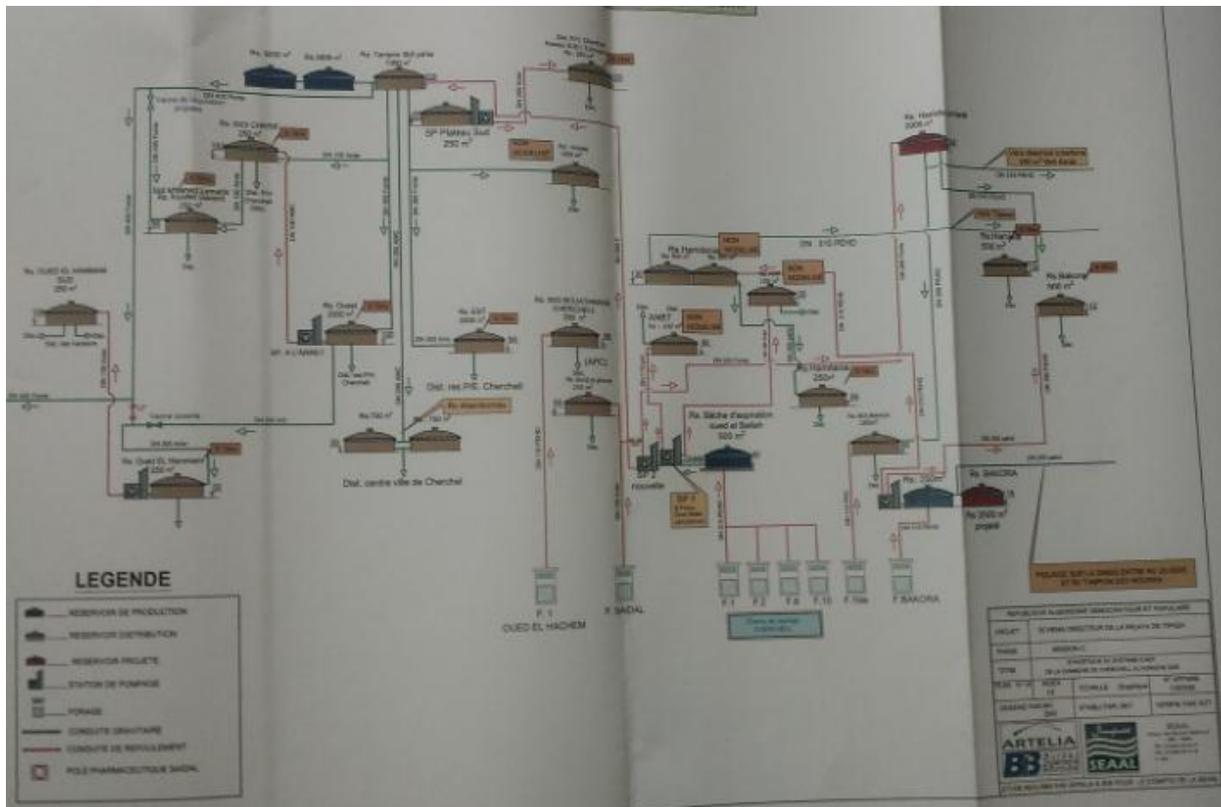


Figure I-4 : Situation actuelle de système d'adduction la commune de Cherchell

I-4 Problèmes et contraintes

Le problème qui se pose par rapport ces ressource qui se pose dans cette région, et la qualité des eaux du généralement à la contamination causée par les rejets d'agricultures, des eaux usées et le phénomène de l'intrusion marine (qui s'annonce tous la saison d'estival ou le niveau d'eau et au niveau inférieur par-rapport au niveau d'eau de mer).

Tous ces problèmes qui contamine ces eaux et dégrade leur degré de potabilité, oblige les responsables à trouver d'autres ressources d'alimentation de ces communes d'une quantité et qualité suffisantes au futur.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

II-1 Introduction

Dans ce chapitre, nous examinerons les besoins en eau des différents types d'agglomérations jusqu'à l'horizon 2050, pour cela on doit évaluer la population tout en tenant en compte de l'accroissement de la consommation conformément aux recommandations du Plan National de l'eau (P.N.E de 2010) due essentiellement

Sachant que la dotation unitaire de consommation de l'eau varie en fonction de la typologie de l'agglomération, il est dans ce cas nécessaire de recenser toutes les catégories de consommateurs touchés par le projet.

II-2 Evaluation de La population [1]

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu en tenant compte de la croissance démographique et évolution de la population dans le temps.

Pour la détermination de l'accroissement de la population à différents horizons, nous avons utilisé la relation des accroissements géométriques, qui s'exprime comme suit :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n$$

P_n – Population à l'horizon considéré ;

P_0 – population à l'année de référence ;

τ – taux d'accroissement. En %

n – nombre d'années séparant deux horizons

II-2-1 Taux d'accroissement τ

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il est du aux naissances et décès ainsi qu'au phénomène d'émigration et d'immigration enregistré pendant une période donnée.

$$\tau = 1.5 \%$$

II-2-2 Estimation de la population à l'horizon futur**Tableau II-1** – Calcul prévisionnel du nombre d'habitants pour différents horizons

Commune	Horizon								
	2008	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Damous	17111	19277	22817	24580	26479	28528	30732	33107	35724
Larhat	7359	7829	8518	9267	9983	10754	11585	12477	13437
Aghbal	7122	7507	8167	8885	9572	10312	11109	11964	12885
Gouraya	20145	22534	24515	26671	28733	30953	33345	35912	38677
Cherchell	48056	53924	58666	63825	68758	74072	79797	85941	92558
Sidi Ghiles	15282	17366	18893	20555	22143	23855	25698	27676	29807
Messelmoune	7564	8391	9050	9846	10607	11427	12310	13257	14278
Sidi semiane	2930	3087	3359	3654	3937	4241	4569	4920	5299
Hadjret Ennous	2150	2494	2714	2952	3180	3426	3691	3975	4281

II-3 Estimation des besoins de consommation [1]

Par définition c'est la quantité d'eau utilisée par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène, ...etc. Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend de la dimension de l'agglomération et de son niveau de vie.

II-3-1 Evolution de la dotation**II-3-1-1 La dotation unitaire domestique**

Pour pouvoir calculer ces besoins il faut choisir une norme fixée, dite la dotation unitaire, c'est le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur

D'après les recommandations annoncées dans le plan national de l'eau établi en 2010 (PNE 2010) les dotations nettes en l/J/hab. établies jusqu'à l'horizon 2040, sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II-2 - Evolution des dotations unitaires domestiques en L/jour/hab.

typologie agglomération	Horizon								
	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Urbain	80	85	90	100	110	121	133	147	161
Semi urbain	80	80	85	90	100	110	121	133	147
Semi rural	75	80	85	90	100	110	121	133	147

II-3-1-2 Facteur de majoration

Les besoin administratifs des commerces et de l'artisanat et petites industries sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, ce coefficient de majoration spécifique à chaque catégorie d'usage.

Tableau II-3 – Facteur de majoration affecté à chaque type d’agglomération

	Damous	Larhat	Aghbal	Gouraya	Cherchell	Sidi Ghiles	Messelmoune	Sidi semiane	Hadjret Ennous
typologie agglomération	Urbain	Semi urbain	Semi urbain	Urbain	Urbain	Semi urbain	Semi urbain	Semi rural	Semi rural
Facteur de majoration (%)	40	35	35	40	40	35	35	25	25

II-3-1-3 Evolution de la dotation nette

Tableau II-4 – Evolution de la dotation unitaire

typologie agglomération	Horizon								
	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Urbain	112	119	126	140	154	169,4	186,2	205,8	225,4
Semi urbain	108	108	114,75	140	154	169,4	186,2	205,8	225,4
Semi rural	93,75	100	106,25	112,5	125	137,5	151,25	166,25	183,75

II-4 Les différents ratios utilisés en AEP [1]

Comme tous les ratios, le rendement est calculé sur la base des résultats d'enquêtes et de campagne de mesures.

Exprimé en pourcentage, le rendement correspond au rapport entre les volumes relevés et les volumes mis en distribution. Les fuites observés concernent aussi bien la partie adduction que la partie distribution identifiées par des rendements spécifiques à savoir le rendement d'adduction noté R_a et le rendement de distribution noté R_d . Le produit des deux types de rendement correspond au rendement global noté R_g . L'usage séparé de chacun des rendements permet de quantifier la part des fuites occasionnée dans chaque partie du réseau : partie adduction et partie distribution pour prévoir un rééquilibrage depuis le prélèvement de la source jusqu'au consommateur. A titre indicatif le Rendement global permet de prévoir le surplus à prélever du point source, le rendement d'adduction permet d'ajuster le débit de pointe journalier et enfin le rendement de distribution permet de déduire le débit de pointe horaire.

II-4-1 Rendement du réseau d'adduction R_a

L'hypothèse tendancielle du PNE, retenue ici, prend en compte un effort limité mais régulier de maîtrise des fuites jusqu'à de 2050 (source PNE).

II-4-2 Rendement de distribution R_d

Le rendement des ouvrages d'adduction et de traitement correspond au volume total prélevé sur la ressource noté V_{prod} sur le volume mis en distribution en tête du réseau de distribution.

Le P.N.E. retient un rendement moyen global d'adduction et de traitement de 90 %, constant jusqu'à l'horizon 2050.

On pourrait déduire à partir de ces deux types de rendement le rendement global R_g . Il est à noter que chacun des trois rendements est spécifique pour un calcul bien déterminé.

Le tableau suivant résume les résultats :

Tableau II-5 : Les ratios d'un réseau selon le P.N.E.

HORIZON	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Rendement de distribution $R_d(\%)$	60	65	70	75	80	85	90
Rendement d'adduction $R_a (\%)$	90	90	90	90	90	90	90
Rendement global $R_g (\%)$	54	59	63	68	72	77	81

II-5 Coefficient de pointe journalier k_p^j [1]

Le coefficient de pointe journalier exprime le retour de façon cyclique du comportement des usagers au cours de la semaine ; Les pointes des consommations se situent aux jours des grandes lessives et des repos hebdomadaires. Le coefficient de pointe journalier est indépendant de la saison. Il varie entre 1.1 et 1.3.

II-6 Besoins moyen journalier

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en m^3/j .

$$Q_m^j = \frac{Dot \times pop}{1000}$$

Q_m^j : Débit moyenne journalier en m^3/j

Dot : dotation unitaire en $l/j/hab$.

Pop : nombre d'habitants

II-6-1 Débit maximal journalier à la production $Q_{max}^j(prod)$ et à la distribution $Q_{max}^j(dist)$

$$Q_{max}^j(dist) = \frac{Q_m^j}{R_d} \text{ et } Q_{max}^j(prod) = \frac{Q_m^j}{R_g}$$

II-6-2 Débits de pointe journalière Q_p^j

Le débit de pointe journalier est défini comme étant les besoins en eau de la journée de pointe déduite à partir du débit maximal journalier selon la formule ci-après :

$$Q_p^j(dist) = k_p^j \times Q_{max}^j(dist) \text{ et } Q_p^j(prod) = k_p^j \times Q_{max}^j(prod)$$

Q_p^j : Débit pointe journalier (m^3/j).

Q_{max}^j : Débit maximal journalier (m^3/j).

k_p^j : Coefficient de variation journalier variant de 1,1 à 1,3.

Pour établir le bilan hydrique autrement dit une analyse comparative entre les besoins à la consommation et les volumes disponibles, nous serons amenés à utiliser Le débit de pointe journalier à la production $Q_p^j(prod)$.

II-7 Détermination du débit de pointe horaire Q_p^h

La détermination de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitations du degré de développement des installations sanitaires et de régime de consommation.

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet AEP.

Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heure de pointes), afin de dimensionner le réseau de distributions à l'intérieur de l'agglomération.

Pour déterminer le débit nous devons aussi de prendre en compte du coefficient de pointe journalière.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p^h = Q_p^j \times k_p^h = Q_{\max}^j \times k_p^j \times k_p^h$$

Q_p^h : Débit de pointe horaire en (m^3/h).

Q_p^j : Débit de pointe moyen horaire en (m^3/h).

k_p^h : Coefficient de pointe horaire

Sachant que :

k_p^h : Coefficient de pointe horaire sans dimension

k_p^j : Coefficient de pointe journalière.

$$k_p^h = ai\% \times 24$$

Tableau II-6 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Damous

Année	Q_{moy}^j	Q_{max}^j (add)	Q_{max}^j (dist)	Q_p^j (add)	Q_p^j (dist)
	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)
2020	2642.472	4893.4666	4404.12	5382.8133	4844.532
2025	3194.38	5460.4786	4914.4307	6006.5265	5405.8738
2030	3785.32	6008.4444	5407.6	6609.2888	5948.36
2035	4485.32	6645.2483	5980.7234	7309.7731	6578.7958
2040	5311.9136	7377.6577	6639.892	8115.4235	7303.8812
2045	6324.6456	8213.8254	7440.7595	9035.208	8184.8354
2050	7462.3178	9212.7380	8291.4642	10134.0118	9120.6106

Tableau II-7 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Larhat

Année	Q_{moy}^j	Q_{max}^j (add)	Q_{max}^j (dist)	Q_p^j (add)	Q_p^j (dist)
	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)
2020	977.4405	1810.075	1629.0675	1991.0825	1791.9742
2025	1125.9405	1924.6846	1732.2161	2117.1503	1905.4377
2030	1347.705	2139.2142	1925.2928	2353.1357	2117.8221
2035	1596.969	2365.88	2129.292	2602.468	2342.2212
2040	1892.4097	2628.3468	2365.5121	2891.1815	2602.0634
2045	2240.2453	2909.4095	2635.5827	3200.3505	2899.1410
2050	2666.5726	3292.065	2962.8585	3621.2715	3259.1443

Tableau II-8 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Aghbal

Année	Q_{moy}^j	Q_{max}^j (addi)	Q_{max}^j (dist)	Q_p^j (addi)	Q_p^j (dist)
	(m ³ /j)				
2020	937.1632	1735.4875	1561.9387	1909.0362	1718.1326
2025	1079.5275	1845.3461	1660.8115	2029.8807	1826.8926
2030	1292.22	2051.1428	1846.0285	2256.2571	2030.6314
2035	1531.332	2268.64	2041.776	2495.504	2245.9536
2040	1814.6551	2520.3543	2268.3189	2772.3898	2495.1508
2045	2148.1362	2789.7872	2527.2190	3068.766	2779.9409
2050	2557.0282	3156.825	2841.1425	3472.5075	3125.2567

Tableau II-9: Evolution du débit de point journalier de la commune de Gouraya

Année	Q_{moy}^j	Q_{max}^j (addi)	Q_{max}^j (dist)	Q_p^j (addi)	Q_p^j (dist)
	(m ³ /j)				
2020	3088.89	5720.1666	5148.15	6292.1833	5662.965
2025	3733.94	6382.8034	5744.5230	7021.0837	6318.9753
2030	4424.882	7023.6222	6321.26	7725.9844	6953.386
2035	5243.4382	7768.0565	6991.2509	8544.8622	7690.3760
2040	6208.839	8623.3875	7761.0487	9485.7262	8537.1536
2045	7390.6896	9598.2981	8694.9289	10558.128	9564.4218
2050	8717.7958	10762.7109	9686.4397	11838.982	10655.0838

Tableau II-10 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Cherchell

Année	Q_{moy}^J	Q_{max}^J (addi)	Q_{max}^J (dist)	Q_P^J (addi)	Q_P^J (dist)
	(m ³ /j)				
2020	7391.916	13688.7333	12319.86	15057.6067	13551.846
2025	8935.5	15274.359	13746.9231	16801.7949	15121.6154
2030	10588.732	16807.5111	15126.76	18488.2622	16639.436
2035	12547.7968	18589.3286	16730.3975	20448.2615	18403.4353
2040	14858.2014	20636.3908	18572.7518	22700.0299	20430.0269
2045	17686.6578	22969.6855	20807.8327	25266.654	22888.616
2050	20862.5732	25756.2632	23180.6369	28331.8895	25498.7006

Tableau II-11 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Hadjrat Elnous

Année	Q_{moy}^J	Q_{max}^J (addi)	Q_{max}^J (dist)	Q_P^J (addi)	Q_P^J (dist)
	(m ³ /j)				
2020	288.3625	534.0046	480.6041	587.4050	528.6645
2025	332.1	567.6923	510.9230	624.4615	562.0153
2030	397.5	630.9523	567.8571	694.0476	624.6428
2035	471.075	697.8888	628.1	767.6777	690.91
2040	558.2637	775.3663	697.8296	852.9029	767.6126
2045	660.4837	858.2386	777.4632	944.0625	855.2095
2050	786.633	971.1527	874.0375	1068.2680	961.4412

Tableau II-12 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Messelmoune

Année	$Q_{\text{moy}}^{\text{J}}$	$Q_{\text{max}}^{\text{J}}$ (addi)	$Q_{\text{max}}^{\text{J}}$ (dist)	Q_{P}^{J} (addi)	Q_{P}^{J} (dist)
	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)
2020	1038.4875	1923.125	1730.8125	2115.4375	1903.8937
2025	1196.289	2044.9348	1840.4446	2249.4323	2024.4890
2030	1431.945	2272.9285	2045.6357	2500.2214	2250.1992
2035	1696.9095	2513.94	2262.546	2765.334	2488.8006
2040	2010.8385	2792.8312	2513.5481	3072.1143	2764.9029
2045	2380.2943	3091.2913	2800.3462	3400.4205	3080.3809
2050	2833.4691	3498.11	3148.299	3847.921	3463.1289

Tableau II-13 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Sidi Ghiles

Année	$Q_{\text{moy}}^{\text{J}}$	$Q_{\text{max}}^{\text{J}}$ (addi)	$Q_{\text{max}}^{\text{J}}$ (dist)	Q_{P}^{J} (addi)	Q_{P}^{J} (dist)
	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)	(m ³ /j)
2020	2167.9717	4014.7625	3613.2862	4416.2387	3974.6148
2025	2877.7	4919.1453	4427.2307	5411.0598	4869.9538
2030	3410.022	5412.7333	4871.46	5954.0066	5358.606
2035	4041.037	5986.7214	5388.0493	6585.3936	5926.8542
2040	4784.9676	6645.7883	5981.2095	7310.3671	6579.3304
2045	5695.7208	7397.04	6700.848	8136.744	7370.9328
2050	6718.4978	8294.4417	7464.9975	9123.8859	8211.4973

Tableau II-14 : Evolution du débit de point journalier de la commune de Sidi semiane

Année	Q_{moy}^j	Q_{max}^j (addi)	Q_{max}^j (dist)	Q_P^j (addi)	Q_P^j (dist)
	(m ³ /j)				
2020	356.8937	660.9143	594.8229	727.0057	654.3052
2025	411.075	702.6923	632.4230	772.9615	695.6653
2030	492.125	781.1507	703.0357	859.2658	773.3392
2035	583.1675	863.9074	777.5166	950.2981	855.2683
2040	691.0612	959.8072	863.8265	1055.7880	950.2092
2045	817.95	1062.2727	962.2941	1168.5	1058.5235
2050	973.6912	1202.0879	1081.8791	1322.2967	1190.0670

II-8 Besoins des zones d'expansion touristique (ZET) [5]

L'évaluation des besoins en eau des ZET a été effectuée sur la base des valeurs clés suivantes :

- Densité de 50 lits par hectare aménageable
- Dotation de 300 l/lit/jour, incluant l'ensemble des besoins découlant de l'activité touristique.

Pour l'établissement du bilan de la consommation annuelle, on distinguera 3 périodes de 4 mois chacune, la première à 100 % de remplissage, la seconde à 40 % et enfin la troisième à 20 %. Les calculs des besoins en eau des ZET sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau II-15 : Besoins en eau des ZET

wilaya	N°	Dénomination	Commune	Superficie (ha)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (hm ³ /j)
Tipaza	1	Corniche Chenoua	Cherchell	73.5	1103	0.22
	2	Oued Belaa	Cherchell	131	1965	0.38
	3	Oued Belaa 2	Cherchell	26	390	0.08
	4	Sidi Ghiles	Sidi Ghiles	12.5	188	0.04
	5	Sidi Ghiles 2	Sidi Ghiles	32	480	0.09
	6	Pointe des oliviers	Sidi Ghiles	71	1065	0.21
	7	Petit et grand	Sidi Ghiles	21	315	0.06
	8	Vichy	Hadjrat Enouns	46	690	0.14
	9	Gounini	Hadjrat Enouns	13	195	0.04
	10	Gounini 2	Hadjrat Enouns	26	390	0.08
	11	Oued Sebt Messelmoun	Messelmoune	76.46	1147	0.22
			Gouraya	98.54	1478	0.29
	12	Bounaama	Gouraya	19	285	0.06
	13	Bois sacré	Gouraya	57	855	0.17
	14	Sidi Braham	Gouraya	47	705	0.14
			Larhat	22	330	0.06
	15	Oued Mellah Est et Ouest	Larhat	61	915	0.18
16	Aghzout	Larhat	62.5	938	0.18	
17	Damous	Damous	75	1125	0.22	
Total ZET Tipaza				970.5	14558	2.84

Tableau II-16 : Répartition des débits de projet à long terme

	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Damous	5969.532	6530.87	7073.36	7703.795	8428.88	9309.83	10245.61
Larhat	3974,974	4088,437	4300,822	4525,221	4785,063	5082,141	5442,144
Aghbal	1718,132	1826,892	2030,631	2245,953	2495,150	2779,940	3125,256
Gouraya	8985,965	9641,975	10276,386	11013,376	11860,153	12887,421	13978,083
Messelmoune	3050,893	3171,489	3397,199	3635,800	3911,902	4227,380	4610,128
Hadjret Ennous	1803,664	1837,015	1899,642	1965,91	2042,612	2130,209	2236,441
Sidi semiane	654,3052	695,665	773,339	855,268	950,209	1058,523	1190,067
Sidi Ghiles	6022,614	6917,953	7406,606	7974,854	8627,330	9418,932	10259,497
Cherchell	17009,846	18579,615	20097,436	21861,435	23888,026	26346,616	28956,700
Total	43220,3932	46759,041	50182,061	54077,817	58560,445	63931,162	69798,316

II-9 Conclusion :

Au terme de ce chapitre, on a pu déterminer la population future ainsi que ces besoins en eau, par la suite le débit max journalier correspondant qui servira comme donnée de base pour les prochains chapitre.

Chapitre III : Dimensionnement des réservoirs de stockage**III-1 Introduction**

Dans la majorité des cas, l'installation d'un réseau d'adduction d'eau est accompagnée d'une étude et d'un dimensionnement de réservoirs destinés au stockage temporaire d'eau en attendant sa distribution. Ils permettent aussi de réguler la pression et le débit entre la phase de production et la phase de consommation. Son emplacement s'avère donc très important dans le processus.

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique :

- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la demande en eau ;
- Assurer la consommation pendant la panne (panne électrique, défaillance de la pompe) ;
- Garantir des pressions de service dans les réseaux de distribution ;
- Régulariser le fonctionnement de pompage en permettant une marche uniforme des pompes
- Le stockage de la réserve d'incendie ;
- Le maintien d'eau à l'abri de la pollution et des variations des températures.

III-2 Caractéristiques du réservoir [14]

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer :

Résistance : Le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.

Étanchéité : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.

Durabilité : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce qui veut dire, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau.

III-3 Classification des réservoirs [14]

Ils peuvent être classés selon :

III-3-1 Position par rapport au sol

- Les réservoirs enterrés ;
- Les réservoirs semi enterrés ;
- Les réservoirs sur le sol : Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution
- Les réservoirs surélevés ...etc.

III-3-2 Leur forme

- Les réservoirs circulaires ;
- Les réservoirs carrés, rectangulaires ;
- Les réservoirs quelconques.

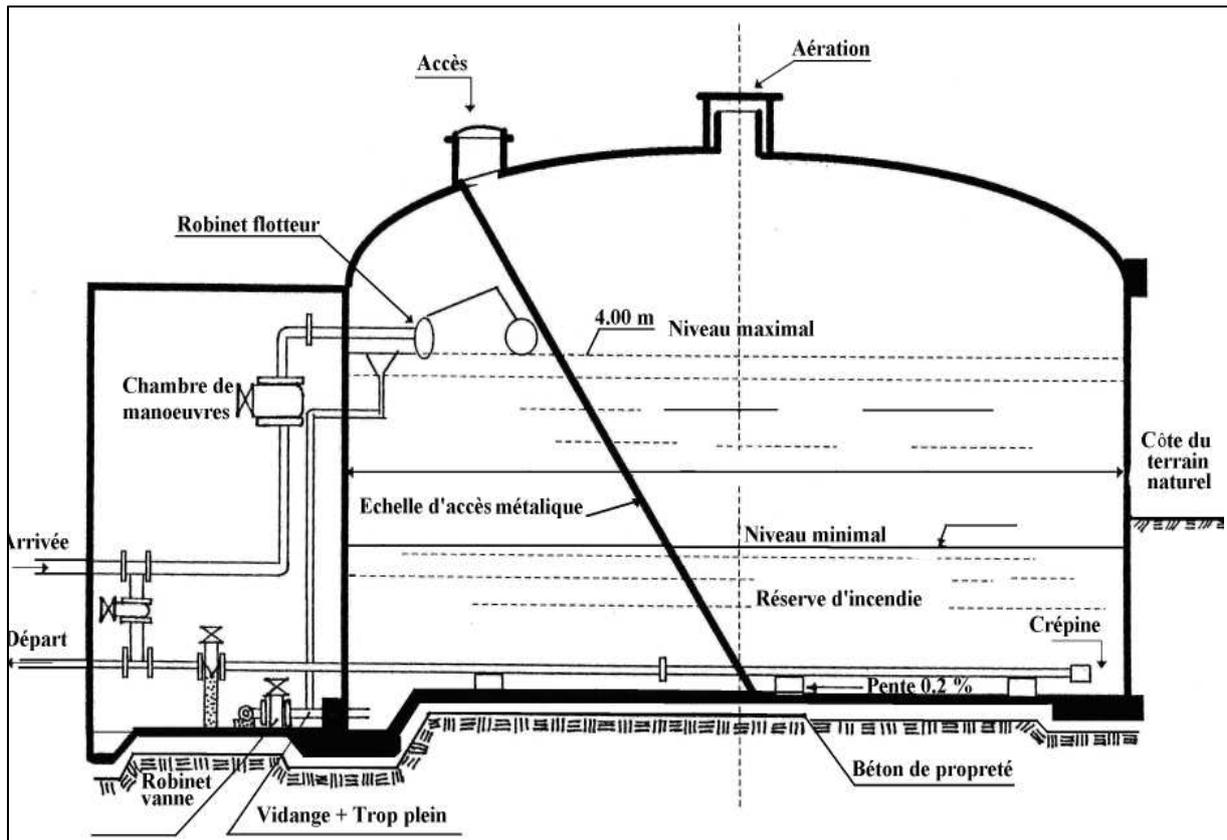


Figure III-1 : Schéma d'un réservoir semi enterré cylindrique

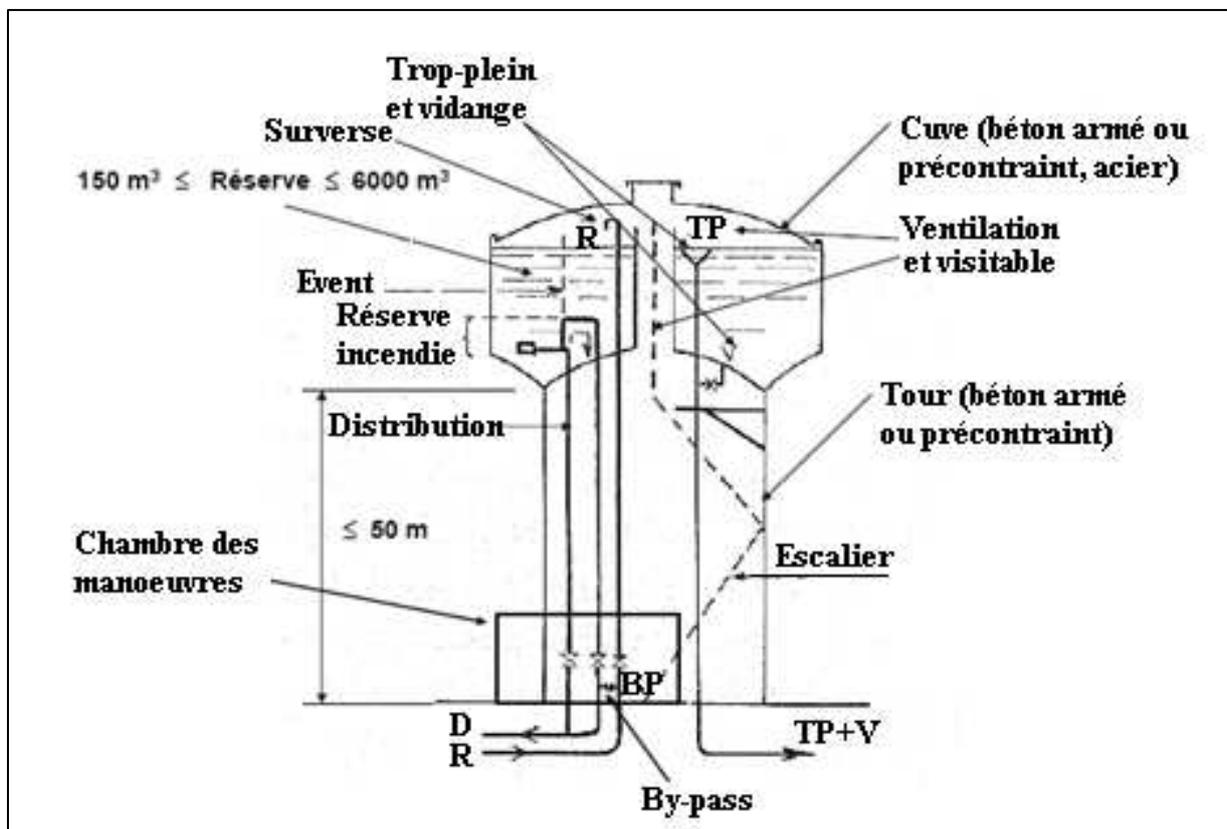


Figure III-2 : Schéma d'un réservoir surélevé

III-4 Fontainerie et équipement du réservoir

Un réservoir doit être équipé par :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation (d'adduction) ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop plein ;
- Conduite de by basse, dans certain cas.
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.
- Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur.
- Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

III-5 Utilités des réservoirs [14]

Ils assurent plusieurs fonctions à savoir :

III-5-1 Fonction techniques

- Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres) ;
- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...) ;
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des à-coups journaliers au moment de la pointe ;
- Régularité des pressions dans le réseau ;
- Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservé à la lutte contre l'incendie.

III-5-2 Fonctions économiques

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production.
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie.

III-6 Qualité de l'eau dans les réservoirs [11]

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient :
D'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés.

De veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-pleins ...) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux.

De limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir.

De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir.

III-7 Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir à pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de point. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes :

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent.
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.

III-8 Choix du type du réservoir [11]

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés ; à savoir :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Ethnocentrie lus facile à réaliser.
- Conservation de l'eau se fait à une faible variable de température.
- L'étanchéité est assurée.
- L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économique.
- Il est exigé d'un réservoir d'être Couverts.
- À l'abri des contaminations,
- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines.
- À l'abri des pluies et des poussières.

III-9 Capacité totale de la cuve du réservoir [13]

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve d'incendie. Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du régime d'approvisionnement et de distribution, le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

III-9-1 La méthode analytique

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = P_{max}(\%) \times \frac{Q_{max\ j}}{100}$$

Avec :

V_{max} = Volume maximal de stockage pour la consommation (m³).

$Q_{max\ j}$ = consommation maximale journalière (m³/j).

$P_{max\ j}$ = résidu maximal dans le réservoir (%).

La valeur de P

Connaissant les valeurs de α_{max} et β_{max} on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K_{max} par la relation suivante :

$$K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

La répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures.

On répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée.

La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{max} = |R_{+max}| + |R_{-max}|.$$

Avec :

R_{+max} : résidu maximum positif (%).

R_{-max} : résidu minimum négatif (%).

III-9-2 Méthode graphique [1]

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps.

Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$\text{Capacité utile} = |\Delta V^+| + |\Delta V^-|.$$

Remarque :

Le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode graphique.

Le volume total du réservoir est de :

$$C_t = C_u + V_{inc}$$

Avec :

C_t : volume total du réservoir.

C_u : Capacité utile de stockage.

V_{inc} : volume d'incendie (120 m³).

III-10 Temps de pompage [10]

Par définition, le temps de pompage est le temps nécessaire de la marche d'une pompe ou une station de pompage pour le remplissage des réservoirs afin de le distribué aux consommateurs.

Le choix de temps de pompage ne se détermine pas avec des formules ou relation, par contre il dépend directement au type d'agglomération, plus précisément les nombres d'habitants dans une agglomération.

Pour notre cas on a opté deux temps de pompages 10h et 20h selon le critère déjà mentionner et les horaires de pompages sont prises, par-rapport aux périodes tarifaires en Algérie (voir annexe), comme suit :

Tableau III-1 : temps de pompage

Station de pompage	Temps de pompage	Les heures de pompage
Station de pompage 01	20h	21h-17h
Station de pompage 02	10h	23h-06h et 14h-17h
Station de pompage 03	10h	23h-06h et 14h-17h
Station de pompage 04	10h	23h-06h et 14h-17h
Station de pompage 05	10h	23h-06h et 14h-17h
Station de pompage 06	10h	23h-06h et 14h-17h
Station de pompage 07	20h	21h-17h

III-11 Dimensionnement du réservoir de Damous

Pour notre travail, nous allons utiliser la méthode de tableau autrement dit la méthode analytique qui consiste à répartir en fonction des heures de consommation, des coefficients de consommation en se basant sur la demande pour ainsi évaluer la quantité d'eau consommée pendant ces heures.

Tableau III-2 : Exemple de Feuille de calcul Excel pour le calcul de capacité utile du réservoir de Damous

	ai%	Qpj t (m3/j)	Qcons(m3/h)	Qcons 24h (n pompage 10l)	pompage 20l	Qcon tot (m ³)	Qcons cum (l)	Qpompé(m3)	Qpompé cum ΔV		
00_01	0,015	10245,6106	153,68416	1521,9	431,52	1447,83	3554,93416	3554,93416	4088,45453	4088,45453	533,520373
01_02	0,015	10245,6106	153,68416	1521,9	431,52	1447,83	3554,93416	7109,86832	4088,45453	8176,90906	1067,04075
02_03	0,015	10245,6106	153,68416	1521,9	431,52	1447,83	3554,93416	10664,8025	4088,45453	12265,3636	1600,56112
03_04	0,015	10245,6106	153,68416	1521,9	431,52	1447,83	3554,93416	14219,7366	4088,45453	16353,8181	2134,08149
04_05	0,025	10245,6106	256,140266	1521,9	431,52	1447,83	3657,39027	17877,1269	4088,45453	20442,2727	2565,14576
05_06	0,035	10245,6106	358,596373	1521,9	431,52	1447,83	3759,84637	21636,9733	4088,45453	24530,7272	2893,75392
06_07	0,045	10245,6106	461,052479	1521,9	0	1447,83	3430,78248	25067,7558	4088,45453	28619,1817	3551,42597
07_08	0,055	10245,6106	563,508585	1521,9	0	1447,83	3533,23859	28600,9943	4088,45453	32707,6363	4106,64192
08_09	0,0625	10245,6106	640,350665	1521,9	0	1447,83	3610,08067	32211,075	4088,45453	36796,0908	4585,01578
09_10	0,0625	10245,6106	640,350665	1521,9	0	1447,83	3610,08067	35821,1557	4088,45453	40884,5453	5063,38965
10_11	0,0625	10245,6106	640,350665	1521,9	0	1447,83	3610,08067	39431,2363	4088,45453	44972,9999	5541,76352
11_12	0,0625	10245,6106	640,350665	1521,9	0	1447,83	3610,08067	43041,317	4088,45453	49061,4544	6020,13738
12_13	0,05	10245,6106	512,280532	1521,9	0	1447,83	3482,01053	46523,3275	4088,45453	53149,9089	6626,58138
13_14	0,05	10245,6106	512,280532	1521,9	0	1447,83	3482,01053	50005,3381	4088,45453	57238,3635	7233,02538
14_15	0,055	10245,6106	563,508585	1521,9	431,52	1447,83	3964,75859	53970,0967	4088,45453	61326,818	7356,72133
15_16	0,06	10245,6106	614,736639	1521,9	431,52	1447,83	4015,98664	57986,0833	4088,45453	65415,2725	7429,18922
16_17	0,06	10245,6106	614,736639	1521,9	431,52	1447,83	4015,98664	62002,0699	4088,45453	69503,727	7501,65712
17_18	0,055	10245,6106	563,508585	1521,9	0	0	2085,40859	64087,4785	0	69503,727	5416,24853
18_19	0,05	10245,6106	512,280532	1521,9	0	0	2034,18053	66121,659	0	69503,727	3382,068
19_20	0,045	10245,6106	461,052479	1521,9	0	0	1982,95248	68104,6115	0	69503,727	1399,11552
20_21	0,04	10245,6106	409,824426	1521,9	0	0	1931,72443	70036,336	0	69503,727	-532,608905
21_22	0,03	10245,6106	307,368319	1521,9	0	1447,83	3277,09832	73313,4343	4088,45453	73592,1816	278,747308
22_23	0,02	10245,6106	204,912213	1521,9	0	1447,83	3174,64221	76488,0765	4088,45453	77680,6361	1192,55963
23_00	0,015	10245,6106	153,68416	1521,9	431,52	1447,83	3554,93416	80043,0106	4088,45453	81769,0906	1726,08

Capacité utile = |+7501.65| + |-532.60|.

Capacité utile = 8034.25 m³.

Capacité total = 8034.25m³+120m³/2h=8154.25m³.

Remarque :

Le réservoir de Damous, d’une part, alimente la population de ce village et d’autre part, il assure une distribution du reste de réseau. Sa capacité estimée à 7933m³ assure l’alimentation de tout le réseau partant de la ville de Damous jusqu’à ChercHELL.

III-11-1 Calcul du diamètre intérieur des réservoirs d (m)

$$d=1.405 \times Cr^{1/3}$$

Cr : capacité du réservoir en m³

$$d=1.405 \times 5000^{1/3}$$

$$d=24.05\text{m}$$

III-11-2 Hauteur de l'eau dans le réservoir he(m)

$$he=0.405 \times d$$

$$he=0.405 \times 24.05$$

$$he=9.73\text{m.}$$

❖ En règle générale :

Pour un réservoir : $V \leq 500\text{m}^3$ $3\text{m} \geq he \geq 6\text{m.}$

Pour un réservoir : $V \geq 500\text{m}^3$ $7\text{m} \geq he \geq 8\text{m}$

he corriger = 8m au lieu de $he = 9.73\text{ m}$

$$d = \left(\frac{4V}{\pi he} \right)^{1/2}$$

d= 28.21m au lieu de d=24.05m

III-11-3 Hauteur libre de l'eau dans le réservoir ho(m)

$$ho=0.1 \times d$$

$$ho=0.1 \times 28.21$$

$$ho=2.8\text{m.}$$

Tableau récapitulatif :

Dans ce tableau, nous indiquons la capacité des réservoirs de toutes les agglomérations de notre tronçon d'étude. Elle a été saisie par la méthode de tableau ainsi que leurs côtes de terrains naturels et autre indices reproduits dans les mêmes démarches adoptées pour la ville de Damous.

Tableau III-3 : Caractéristiques géométriques des différents réservoirs

	Q distribution (m ³ /j)	Q pompé (m ³ /h)	Capacité (m ³)	CTN (m)	Position	Mode de jumelage
Damous	81769,09	4088,45	9880	253	Semi enterré	2*(5000m ³)
Larhat	5442.14	226.75	1163	159.18	Semi enterré	1000 m ³ + 225m ³
Aghbal	3125,25	312.52	1885	808.36	Semi enterré	2*(1000m ³)
Gouraya	13978.08	582.42	2799	200.07	Semi enterré	2000m ³ +1000m ³
Messelmoune	4610.13	192.08	1003	196.19	Semi enterré	2*(500m ³)
Hadjret Ennous	2236.44	93.18	623	154.51	Semi enterré	500m ³ +150m ³
Sidi Semiane	1190,06	119	834	562.70	Semi enterré	2*(500m ³)
Sidi Ghiles	10259.49	427.47	2086	186.49	Semi enterré	2000m ³ +100m ³
Cherchell	28956,70	1447,84	5216	231.90	Semi enterré	5000m ³ +225m ³

Tableau III-4 : Caractéristiques géométriques normalisées des différents réservoirs

Volume de réservoir (m ³)	Diamètre intérieur de la cuve (m)	Hauteur de l'eau dans le réservoir h(m)	Hauteur libre de l'eau dans le réservoir ho(m)
100	6,50	2.50	0,50
150	7,50	3	0,50
225	8,50	3,50	1
500	11	4,50	1
1000	14	5,50	1,50
2000	17,50	7	2
5000	28.50	8	3

III-12 Conclusion

La détermination des capacités du réservoir est une étape essentielle dans le dimensionnement d'un réseau d'AEP qu'on ne peut omettre.

Les résultats obtenus semblent raisonnables par rapport au type d'agglomérations concernées par notre projet.

Ces résultats obtenus nous aideront par la suite à simuler le comportement dynamique du système de transfert.

Chapitre IV : Dimensionnement des conduites d'adduction**IV-1 Introduction**

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa ressource (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydraulique vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » (mener ou conduire vers, amener....)

La branche Tipaza prend son départ depuis l'aval de la station de pompage SP1 située dans l'enceinte de la station de traitement Kef-Eddir pour aboutir à tous les réservoirs concernés de la wilaya de Tipaza.

Cette branche totalise un linéaire de 100 km, dont 25 km en refoulement et 75 km en gravitaire et les diamètres des conduites varient de 200mm à 1600mm. Cette branche prend son origine à partir de la station de traitement du barrage de Kef-Eddir pour atteindre tous les réservoirs des agglomérations concernés de la wilaya de Tipaza, à savoir : Damous Larhat Aghbal Gouraya Messelmoune Hadjret-Ennous Sidi-Semiane Sidi-Ghiles Chercell Sidi-moussa.

IV-2 Typologie des systèmes d'adduction [12]

Il existe deux types d'adduction :

IV-2-1 Adduction gravitaire : où l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation ; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom.

IV-2-2 Adduction par refoulement : où la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir.

IV-3 Choix du type des conduites

Le choix du matériau pour la conduite de la branche Tipaza représente une des options fondamentales du projet. Dans le cas particulier de la présente adduction, où la fiabilité doit être une composante primordiale du choix vu les distances à parcourir pour effectuer une réparation, donc les conduites adoptées doivent, premièrement, être disponibles en qualité et quantité suffisante et convenir au transport terrestre l'or du transport vers le chantier.

Aussi Avoir une surface intérieure durablement lisse et Résister aux sols agressifs, cela minimise les pertes de charges d'où provoque une diminution des frais d'exploitation.

IV-4 Caractéristiques techniques des conduites [11]

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine. De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en fonte et en PEHD ; vu les avantages qu'elles présentent :

IV-4-1 Avantages des conduites en PEHD

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- Facilité de soudage par électro-fusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Bonne propriétés hydrauliques.
- Bonne résistance chimique.
- Longue durabilité.
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- Cout faible du PEHD

IV-4-2 Avantages des conduites en fonte

- Une longue vie jusqu'à 140 années.
- Très grandes charges mécaniques admissibles : d'où une grande réserve de sécurité.
- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement.
- Un ensemble homogène complet.
- Le matériau ne diffusant pas, cela évite toute pollution des eaux transportées et de la nappe phréatique.
- Protection intérieure : ciment spécialement adapté à l'eau potable.
- Déviation angulaire des tubes (aussi pour les emboitements verrouillés).
- Une économie rationnelle ;
- Montage simple.

IV-5 fonte ductile [11]

La fonte ductile est caractérisée par la présence de graphite à l'état sphéroïdal, qui lui confère de bonnes caractéristiques mécaniques (résistance élevée, flexibilité). La résistance à la corrosion, quoique moindre que celle de la fonte grise, est toutefois largement supérieure à celle de l'acier.

La gamme de tuyaux et raccords de DN 700 à 2000 se caractérise par des revêtements extérieurs performants et au domaine d'emploi très large.

Tableau IV-1 : Caractéristiques de conduites en fonte utilisées en adduction

DN	Classe De Pression	norme
40-300	C40	NBN EN 545
350-600	C30	NBN EN 545
700-2000	C25	NBN EN 545

Remarque :

La norme NBN EN 545 mentionnant une classe de pression « préférentielle » réputée adaptée à la plupart des applications, l'absence de précisions à ce sujet valide cette classe par défaut.

IV-6 Le PEHD (polyéthylène de haute densité)

Matière : La résine de polyéthylène utilisée dans la fabrication des tubes est de qualité organoleptique, cette matière est insensible à la corrosion. Ces tubes sont fabriqués pour être résistants aux chocs et non cassants

Les conduites en PEHD disponible comme suit :

- Longueur de 6ml et 12ml, pour les produits du diamètre 125 au 630mm.
- Couronnes de 50ml et 100ml, pour les produits du diamètre 20 au 110mm.

Tableau IV-2 : Caractéristiques de conduites en PEHD utilisées en adduction

		Gamme tubes PEHD de Pression nominale 25 Bar			
	CODE	DIAMETRE (mm)	EPAISSEUR (mm)	PRESSION	CONDITIONNEMENT
P E 1 0 0	640.12.020.09	20	3.0	25Bars	Rx 100Ml
	640.12.025.09	25	3.5	25Bars	Rx 100Ml
	640.12.032.09	32	4.4	25Bars	Rx 100Ml
	640.12.040.09	40	5.5	25Bars	Rx 100Ml
	640.12.050.09	50	6.9	25Bars	Rx 100Ml
	640.12.063.09	63	8.6	25Bars	Rx 100Ml
	640.12.075.09	75	10.3	25Bars	Rx 100Ml
	640.12.090.09	90	12.3	25Bars	Rx 100Ml
	640.12.110.09	110	15.1	25Bars	Rx 100Ml
	640.12.125.09	125	17.1	25Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.12.160.09	160	21.9	25Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.12.200.09	200	27.4	25Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.12.250.09	250	34.2	25Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.12.315.09	315	43.1	25Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.12.400.09	400	54.7	25Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.12.500.09	500	**	25Bars	Tb 6 / 12Ml
	640.12.630.09	630	**	25Bars	Tb 6 / 12Ml

IV-7 Etude technico-économique des conduites de refoulement [4]

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge.

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont :

- Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$
- Formule de BRESS : $D = 1.5 \times \sqrt{Q}$

Avec : D : Diamètre de la conduite (m).

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

Remarque :

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS ; qui est le plus économique.

IV-7-1 Calcul de la vitesse

La vitesse se calcul selon la formule suivante :

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

Avec : Q : débit véhiculé dans la conduite (m³ /s).

D : Diamètre de la conduite (m).

IV-7-2 Calcul des pertes de charges

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations. Elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires.
- Les pertes de charge singulières.

IV-7-3 Les pertes de charges linéaires

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule DARCY-WEISBACH :

$$J_L = \frac{8\lambda L V^2}{\pi^2 g D^5}$$

J_L : pertes de charge linéaires (m).

L : longueur de la conduite (m).

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

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes ;

Régime turbulent rugueux :

- Formule de NIKURADZI : $\lambda = \left(1.14 - 0.86 \frac{K}{D}\right)^{-2}$

Régime transitoire :

- Formule de COLEBROOK : $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{D \cdot 3.71} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right]$

- formule de SWANCE-JAIN : $\lambda = \frac{0.25}{\left[\log \left[\frac{k}{371.9} + \frac{5.74}{Re^{0.73}} \right] \right]^2}$

Avec :

-Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{VD}{\nu}$$

ν : Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stokes :

$$\nu = 0.0178 / (1 + 0.0337t + 0.00221 t^2)$$

-K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

Pour les tubes en PEHD :

$$K = 0.01 \text{ si } D \leq 200 \text{ mm,}$$

$$K = 0.02 \text{ si } D > 200 \text{ mm}$$

Pour les tubes en fonte ductile :

Les pertes de charge sont faibles à l'état neuf. Le coefficient de rugosité d'un tuyau seul est $k = 0,03 \text{ mm}$ (formule de COLEBROOK et SWANCE-JAIN).

IV-7-4 Les pertes de charge singulières

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets,...), elles sont estimées à :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD : $JS = 0.1 \times JL$
- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte : $JS = 0.15 \times JL$

- Les pertes de charge totales :

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

- Pour le PEHD : $JT = 1.10 \times JL = 1.1 \times J \times L$
- Pour la fonte : $JT = 1.15 \times JL = 1.15 \times J \times L$

IV-8 Présentation des résultats

Les résultats des caractéristiques techniques des conduites de notre projet, calculé par la méthode précédente (dépend généralement des données disponibles) sont présentés dans ce qui suit :

IV-3: tableau récapitulatif :

A-1/ Conduites gravitaires									
conduite gravitaire	Q	Ø	Ø normalisé	v	Re	λ	longueur	ΔH ₁	ΔH _T
	(m ³ /s)	(m)	(mm)	(m/s)			(m)	(m)	(m)
g1	0,95	1,100086	1100	1	110017 3,71	0,05568	9879,35	25,49955	29,324486
g2	0,89	1,06478	1100	0,936	103068 9,06	0,05568	7064,88	16,00448	18,405161
g3	0,8	1,009508	1000	1,019	101910 8,28	0,05790	3145,86	9,642846	11,089273
g4	0,63	0,89585	900	0,99	891719, 745	0,06051	9588,22	32,25824	37,096984
g5	0,58	0,85956	900	0,912	820948, 337	0,06051	6438,42	18,35933	21,113236
g6	0,55	0,83704	900	0,864	778485, 492	0,06051	3282,71	8,417431	9,6800459
g7	0,52	0,81389	800	1,035	828025, 478	0,06364	4768,23	20,71410	23,821217
g8	0,4	0,71383	800	0,796	636942, 675	0,06364	6949,77	17,86457	20,544259
g9	0,06	0,27646	300	0,849	254777, 07	0,10271	300,12	3,777300	4,3438955
g10	0,09	0,33859	400	0,716	286624, 204	0,08817	1634,69	9,430472	10,845043
g11	0,16 7	0,46123	500	0,85	425477, 707	0,07892	1098,64	6,400500	7,3605751
g12	0,05	0,25237	300	0,707	212314, 225	0,10271	709,67	6,202696	7,1331012
g13	0,02 64	0,18338	200	0,84	168152, 866	0,13018	175,72	4,121010	4,7391620
g14	0,03	0,19549	200	0,955	191082, 803	0,13018	2215,7	67,10086	77,165998
g15	0,12	0,39098	400	0,955	382165, 605	0,04754	813,54	4,498595	5,1733851

A-2/ Conduites par refoulement

conduite par refoulement	Q (m ³ /s)	$\varnothing = 1,5\sqrt{Q}$ (m)	\varnothing (m)	v (m/s)	Re	λ	longueur (m)	ΔH_1 (m)	ΔH_T (m)
r1	0,09	0,45	500	0,71 6	286624,204	0,06546	3083,443	13,207	14,528
r2	0,09	0,45	500	0,71 6	286624,204	0,06546	3083,443	13,207	14,528
r3	0,09	0,45	500	0,71 6	286624,204	0,06546	3083,443	13,207	14,528
r3	0,09	0,45	500	0,71 6	286624,204	0,06546	3083,443	13,207	14,528
r4	0,03	0,259	300	0,95 5	191082,803	0,08310	1992,82	38,524	42,376
r5	0,03	0,259	300	0,95 5	191082,803	0,08310	1992,82	38,524	42,376
r6	0,4	0,948	1000	1,03 9	727934,486	0,04928	1327,83	5,1531	5,6684

IV-9 Les conditions hydrauliques

Les conditions hydrauliques ont une grande influence sur la qualité de l'eau distribuée (Le Chevalier et al, 1988). Elles conditionnent en partie la formation de bio film, la croissance d'organismes libres ou la solubilisation des matériaux des conduites.

Les principaux paramètres à prendre en considération sont la vitesse et le temps de séjour.

IV-9-1 La vitesse

La vitesse de l'eau a un impact sur sa qualité dans la mesure où elle influence la concentration de nutriment, la concentration résiduelle de désinfectant à l'interface eau-conduite et la fixation ou le décrochage des bactéries sur les parois des conduites. Une faible vitesse de l'eau entraîne une diminution de la concentration de résiduel de désinfectant et favorise aussi la croissance bactérienne et l'accumulation de biomasse sur les parois. À une vitesse élevée, le régime d'écoulement devient turbulent et les forces de cisaillements importants. Dans de telles conditions, l'accumulation de biomasse sur les parois est réduite et le décrochage des bactéries favorisé (Lau and Liu, 1993).

IV-9-2 Le temps de séjour [11]

Le temps de séjour a une influence sur la qualité de l'eau distribuée. Certains processus physico-chimiques et biologiques ne sont que partiellement connus, mais on identifie de plus en plus clairement le rôle du temps de séjour dans le réseau comme un facteur important expliquant la différence entre l'eau produite à l'entrée du réseau et l'eau consommée en bout de réseau. Kennedy et al (1991) montrent qu'il est nécessaire, pour espérer modéliser de façon adéquate la qualité de l'eau distribuée, de disposer de prévisions précises de vitesses et de temps de séjour dans les différents éléments de canalisations.

La DVGW W400 recommande de limiter le temps de séjour dans le réseau de 2 à 7 jours tout le long de chemin parcourue comme suit :

Adduction : 0.5- 1.5jours

Stockage : 0.5- 3.5jours

Distribution : 1- 2jours

En somme : 2- 7jours

*DVGW W400 : Règlementation technique des installations de distribution de l'eau.

IV-10 Conclusion

A l'issue des résultats de ce chapitre, et après avoir dimensionné les conduites d'adduction, il est nécessaire de choisir les critères qui répondent aux conditions de refoulement ; ce qui est l'objectif du chapitre suivant : on fera une étude minutieuse pour le choix de la station de pompage.

Les conditions physico-chimiques et biologiques et hydrauliques dans les réseaux de distribution d'eau potable sont des paramètres très importants à connaître parce qu'ils sont directement reliés aux facteurs favorisant la dégradation de la qualité d'eau dans les réseaux.

Chapitre V : Dimensionnement des stations de pompage**V-1 Introduction**

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

V-2 Classification des pompes [14]

Les pompes peuvent être classées comme suit :

- Les pompes volumétriques : l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement. Les pompes volumétriques : l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement.
- Les turbopompes : Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Et les turbopompes se subdivisent en :
 - Pompe centrifuge ;
 - Pompe hélice ;
 - Pompe hélico-centrifuge.
 - Pompe volumétrique ;
 - Pompe à piston.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- Suivant la forme de la roue :
 - Pompes centrifuges radiales
 - Pompes centrifuges semi axial.
- Suivant la forme du corps de la pompe :
 - Pompe à volute ou colimaçon ;
 - A diffuseur circulaire ou type burine

- Suivant le nombre de roue :

- Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau.

- Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.

- Suivant la position de son axe :

- Pompe à axe horizontal ;

- Pompe à axe vertical.

V-3 Caractéristiques des pompes centrifuges

-La hauteur manométrique totale (d'élévation) ;

-Le débit à refouler (Q) ;

-La puissance et le rendement ;

-La vitesse spécifique.

V-4 Constitution d'une pompe centrifuge

Volute : Appelée également corps de pompe, c'est une sorte de tubulure profilée qui a pour but d'effectuer la transmission en pression d'une partie de la vitesse de l'eau à la sortie de la roue.

La roue : C'est un organe mobile appelé encore rotor ou impulsor, formé de deux flasques, l'un en avant, l'autre en arrière et d'aubages aussi, dont la concavité est dirigée à l'opposé du centre de sens de rotation de la machine.

Une roue est caractérisée par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur et enfin la vitesse à laquelle elle doit tourner.

Vis de remplissage : Située sur le corps de la pompe.

Presse étoupe : Afin d'éviter d'éventuelles rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, on utilise des presse-étoupes, leurs rôles c'est d'assurer l'étanchéité de la roue.

Flasques : Ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse-étoupe.

Le palier : Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve les différents roulements.

L'arbre : L'accouplement se fait avec un moteur électrique ou thermique.

V-5 Choix de la pompe [2]

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

Le débit à refouler.

La hauteur manométrique totale.

Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau.

Le meilleur rendement qui conduirait à un cout acceptable du mètre cube d'eau à refouler.

Fiabilité.

V-6 Courbes caractéristiques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes :

V-6-1 La courbe hauteur - débit $H.m.t = f(Q)$:

C'est une représentation graphique qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit $H = f(Q)$.

V-6-2 La courbe puissance - débit :

Elle présente les variations de la puissance absorbée en fonction des débits, c'est une courbe en branche de parabole, dont la courbure est tournée vers la bas $P = f(Q)$.

V-6-3 Le courbe rendement – débit :

Elle exprime les variations du rendement de la pompe en fonction du débit $\eta = f(Q)$.

Le point d'intersection de la courbe $H = f(Q)$ avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée.

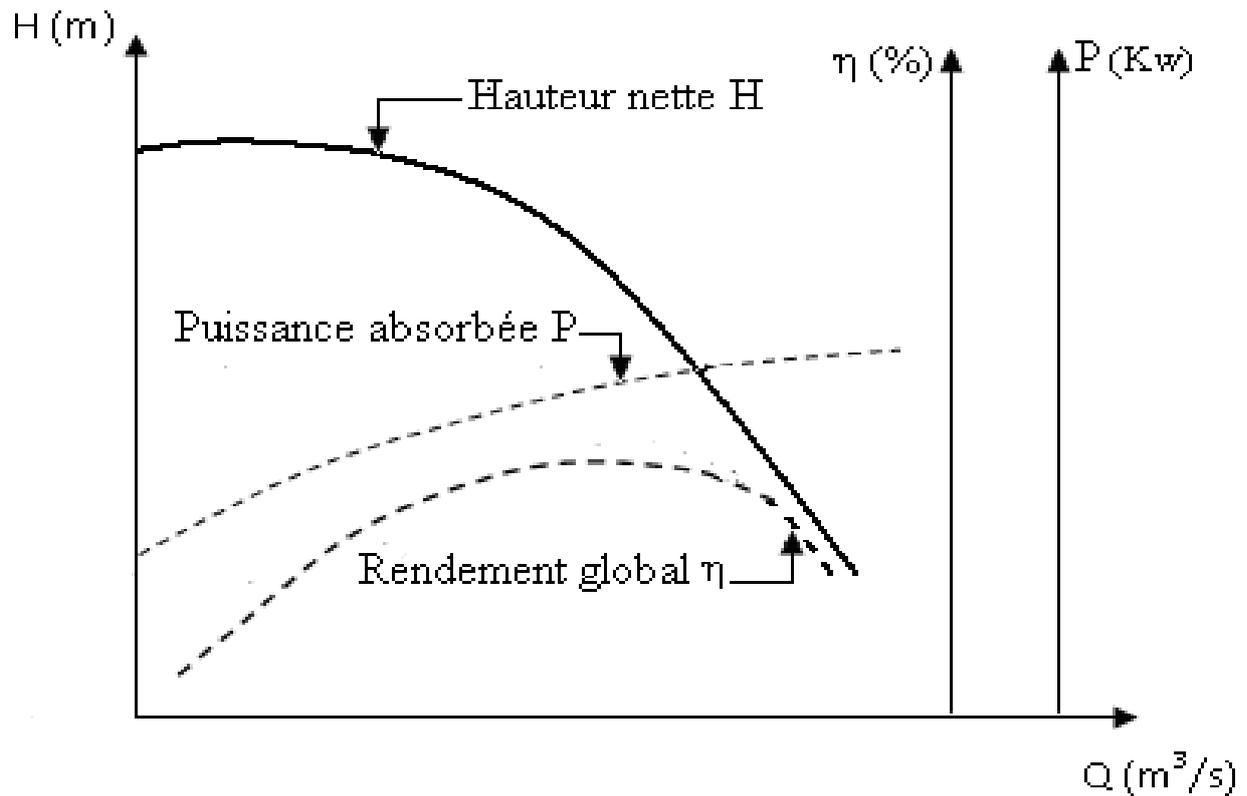


Figure V-1 : La courbe caractéristique d'une pompe centrifuge

V-7 Puissance absorbée [2]

L'expression de la puissance absorbée par une pompe est la suivante :

$$P_a = \frac{9.81 \times HMT \times Q}{\eta}$$

Avec :

P_a : puissance absorbée en (Kw).

Q : Débit à refouler en (m³/s).

H_{mt} : Hauteur manométrique total (m).

η : rendement de la pompe.

V-8 Hauteur manométrique total (Hmt) [2]

La Hmt est la somme des termes suivants :

V-8-1 La hauteur géométrique de refoulement (Hr)

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontale de la pompe.

Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue.

V-8-2 La hauteur géométrique d'aspiration (Ha)

Qui sera négative pour une aspiration en dépression, positive pour une aspiration en charge. C'est la distance séparant l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal, ça sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

V-8-3 Les pertes de charges d'aspiration et de refoulement

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur exprimée en mètres.

V-9 Point de fonctionnement

V-9-1 Caractéristique de la conduite

On appelle caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge en fonction du débit, c'est la traduction graphique dans un système de coordonnées JQ de l'expression :

$$J = R \times Q^2$$

- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.

- J : Pertes de charges totales (m).

Graphiquement, le point de fonctionnement est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe (figure V- 4), et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominale.

V-10 Couplage des pompes [2]

Les pompes pouvant couplées en série ou en parallèle, selon qu'il est recherché d'augmenter, la hauteur d'élévation ou le débit.

V-10-1 Couplage en série

Dans ce cas le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe. Ce couplage sera donc utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à des hauteurs différentes.

V-10-2 Couplage en parallèle

Dans ce type de couplage, les pompes fonctionnent sous une même hauteur d'élévation et réunisse l'eau refoulée dans une même canalisation.

V-11 Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré [2]

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$.

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitude.

Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

❖ **Première variante** : Réduction ou augmentation du temps de pompage.

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré, nous sommes tenus de faire diminué le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 21$ heures est de

$V(m^3) = 21 \times Q_1$, ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T .

Donc on peut écrire :

$$Q \cdot T = 21 \times Q_1$$

D'où : $T = 21 \frac{Q_1}{Q}$

Et la puissance absorbée par la pompe sera : $P = \frac{g \times Q_1 \times H^1}{\eta}$

❖ **Deuxième variante** : régulation par étouffement (le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 . La puissance absorbée sera :

$$: P = \frac{g \times Q \times H}{\eta} \quad (\text{Kw})$$

Avec :

$$H' = H_1 + (m)$$

Ou :

- h : Perte de charge engendrée par vannage en (m).

- H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe.

- η : Le rendement.

❖ **Troisième variante** : rognage de la roue.

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N , et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P_1 ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_2 (Q_2, H_2)$ avant le rognage qui est le point homologue du point désiré.

On aura alors :

$$m = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{1/2}$$

Avec :

m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \quad (\%)$$

$$\text{La puissance absorbée par la pompe est : } P = \frac{g \times Q_1 \times H^1}{\eta} \quad (\text{kw})$$

❖ **Quatrième variante** : variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P_1 (voir figure (V-7)) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point $P_3 (Q_3, H_3)$, on aura alors :

La nouvelle vitesse de rotation est de :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (\text{tr /min})$$

Et la puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H^1}{\eta} (\text{kw})$$

V-12 Etude de la cavitation [11]

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au-dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement, ...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieure à la charge nette minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donnée par le constructeur).

La $NPSH$ requis $(NPSH)_r$ est la hauteur minimale du liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de :

- Type de la pompe.
- Point de fonctionnement.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le $NPSH$ requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le $NPSH$ disponible $(NPSH)_d$ 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.

Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

- Pour l'alimentation en charge

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v).$$

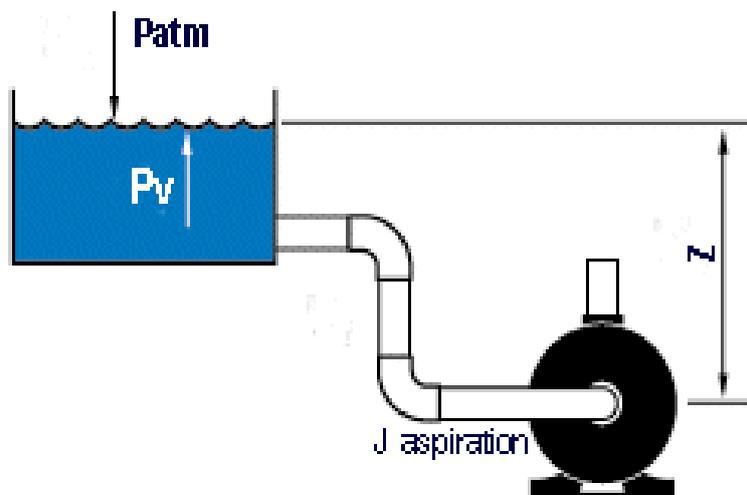


Figure V-2 : Calcul du $NPSH$ disponible pour une pompe en charge

➤ Pour l'alimentation en dépression:

$$(NPSH)_r = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v).$$

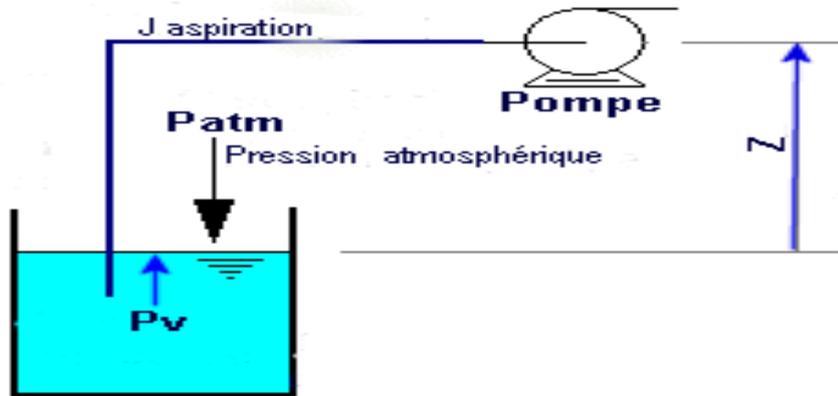


Figure V-3 : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

Avec:

H_a : Hauteur d'aspiration en (m).

J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m).

$\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m).

T_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Tableau V-1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T^0	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T_v (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

V-13 Amorçage de la pompe

C'est une opération qui consiste à remplir la pompe en eau et le retrait de l'air que celle-ci contient avant sa mise en marche, il est prévu lorsqu'une pompe centrifuge n'est pas en charge à l'aspiration. Pour cet effet, on prévoit une amenée d'eau à l'intermédiaire d'un petit réservoir auxiliaire qui sera isolé à la fin de sa tâche.

V-14 Motorisation

Lors du choix du moteur, c'est la puissance absorbée par la pompe qui détermine la puissance délivrée par le moteur. Donc il faut que le moteur ait une puissance suffisante pour satisfaire toutes les situations de fonctionnement de l'installation. La conséquence directe d'une surcharge du moteur est une augmentation de la température du bobinage. Lorsqu'elle dépasse la température limite prévue selon la classe d'isolation choisie correspondant à une durée de vie acceptable, la durée de vie de l'isolation diminue. Un dépassement de la température limite conduit à la diminution de la durée de vie de l'isolation.

V-15 Dimensionnement de la station de reprise [13]

La station de reprise est un ouvrage composée d'un réservoir et d'une station de pompage ;
 - le dimensionnement de la station de reprise est déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas, dans notre cas on prend un temps de stockage de 1/4 heure ;

$$V_{\text{bâche}} = \frac{Q_p^j \times t}{T}$$

Q_p^j : Débit pointe journalier en m^3/j .

T: le temps de fonctionnement continue de la station de pompage (h).

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

Tableau V-2 : Caractéristiques des Bâches de reprise

Bâche de reprise	Q (m^3/j)	t (h)	T (h)	Capacité utile (m^3)
BRSP01	80043,01	0.25	20	1000
BRSP02	3125,25	0.25	10	80
BRSP03	3125,25	0.25	10	80
BRSP04	3125,25	0.25	10	80
BRSP05	1190,06	0.25	10	30
BRSP06	1190,06	0.25	10	30
BRSP07	28956.7	0.25	20	30.

Tableau V-3 : les caractéristiques stations de pompage

Désignation	CTN	Desserte	Q	HMT	T.P
	(m)		(l/s)	(m)	(h)
SP01	53.75	Réservoir Damous	1130	204,96	20
SP02	230.36	SP03	90	207,2	10
SP03	437.56	SP04	90	207,2	10
SP04	644.76	Réservoir Aghbal	90	207,2	10
SP05	201	SP06	30	223,22	10
SP06	424.22	Réservoir Sidi Semiane	30	223,22	10
SP07	180	Réservoir Cherchell	400	57,56	20

V-16 Conclusion

Au cours de ce chapitre nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui conviennent à notre projet, et on a présenté la procédure de sélection des pompes à titre purement indicatif, sans cité une marque ou un constructeur de pompe. Pour cette raison les choix proposés ne représentent en aucun cas des choix définitifs.

Chapitre VI : la simulation du système de transfert d'eau potable de la branche ouest de Tipaza.

VI-1 Introduction

La simulation tant en mode statique qu'en mode dynamique permet, d'une manière générale, l'analyse de fonctionnement des réseaux d'AEP. Elle permet ainsi d'analyser le comportement des réseaux et représente une précieuse aide de prise de décision pour parer à d'éventuelles anomalies ou insuffisance.

Le logiciel de simulation utilisé pour l'élaboration du modèle hydraulique est Epanet. Ce logiciel simule les écoulements sous pression dans un système de distribution ou d'adduction d'eau potable sur des durées plus ou moins longues.

VI-2 Evolution temporelle des débits d'appel à l'aval du réservoir tampon de Damous

Il est à signaler qu'il existe d'autres types de courbe de modulation appliquée au fonctionnement des pompes. Ces courbes sont basées sur le temps de pompage fixé selon la dimension de l'agglomération à desservir : contrairement au coefficient de pointe horaire, le temps de pompage diminue avec la dimension de l'agglomération. Généralement le temps de pompage adopté pour une zone rural est de 6 à 8 h/j choisi sur la tranche horaire dont l'énergie est facturée la moins chère, par exemple fonctionnement la nuit. Ce temps peut aller jusqu'à 20h/j pour des agglomérations de taille importante comme les cas d'une métropole.

Dans le cas d'une adduction gravitaire la desserte est continue sur 24 heures avec un débit moyen horaire constant.

Selon le type d'alimentation gravitaire ou par refoulement associée à chaque zone desservie on a élaboré les courbes de variation de la Figure VI-1. Pour une desserte continue gravitaire on a un palier constant et pour une desserte discontinue on obtient une courbe avec plusieurs paliers selon le choix de l'intervalle du temps de pompage ($T_p=8$ h/j ou 10h/j ou 20 h/j).

EN l'absence de données réelles, pour la répartition horaire des débits d'appel à l'aval du réservoir tampon de Damous, on a eu l'idée, dans une première approche, d'employer la résultante de toutes ces courbes et l'utilisée comme courbe de modulation de consommation appliqué à l'entrée de la ramification principale de notre système de transfert. La demande de base affectée au nœud placé juste à la sortie des réservoirs jumelés de Damous correspond à la somme arithmétique des débits de pointe journalier affecté à chaque ramification secondaire du système d'adduction.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VI-1 et représentés sur les courbes des Figures VI-1 et Figure VI-2.

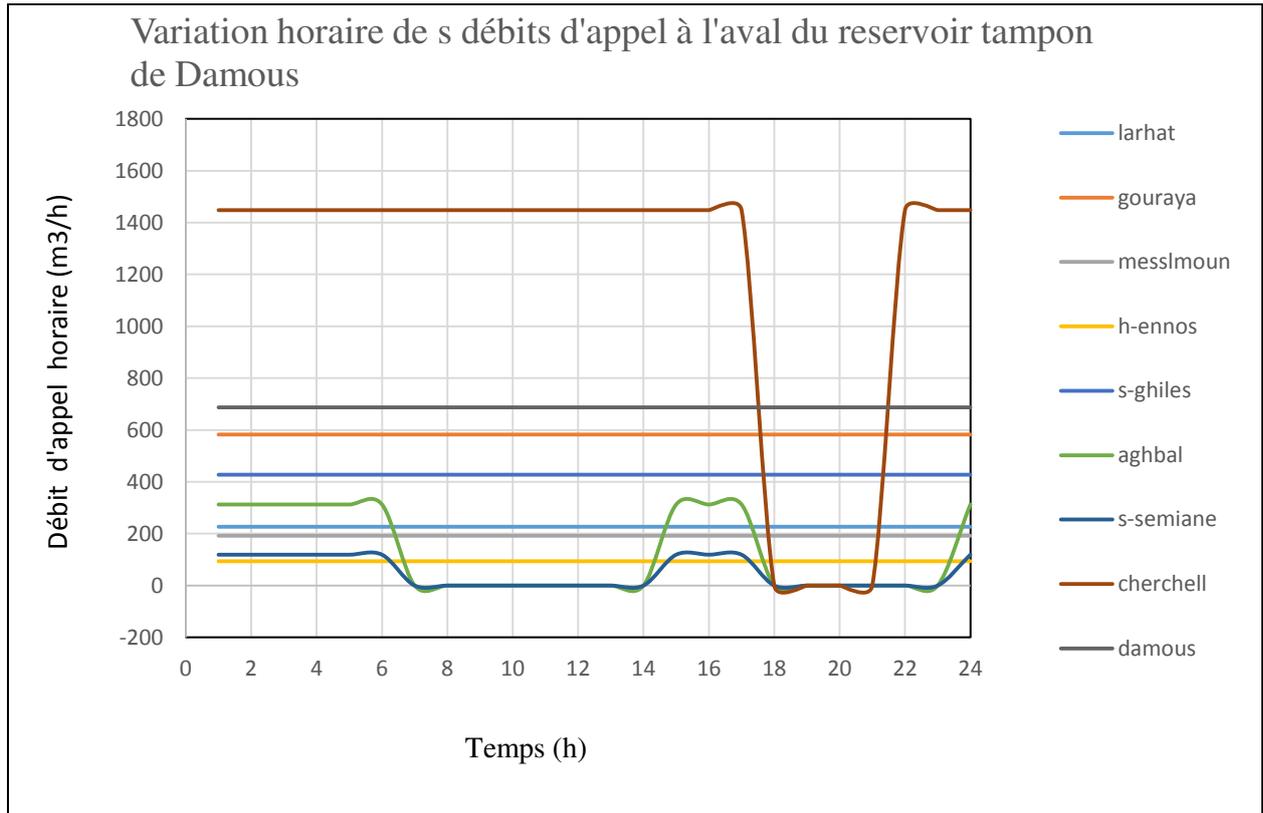


Figure VI-1 : Variation temporelle des débits d'appel de desserte à l'aval du réservoir tampon de Damous

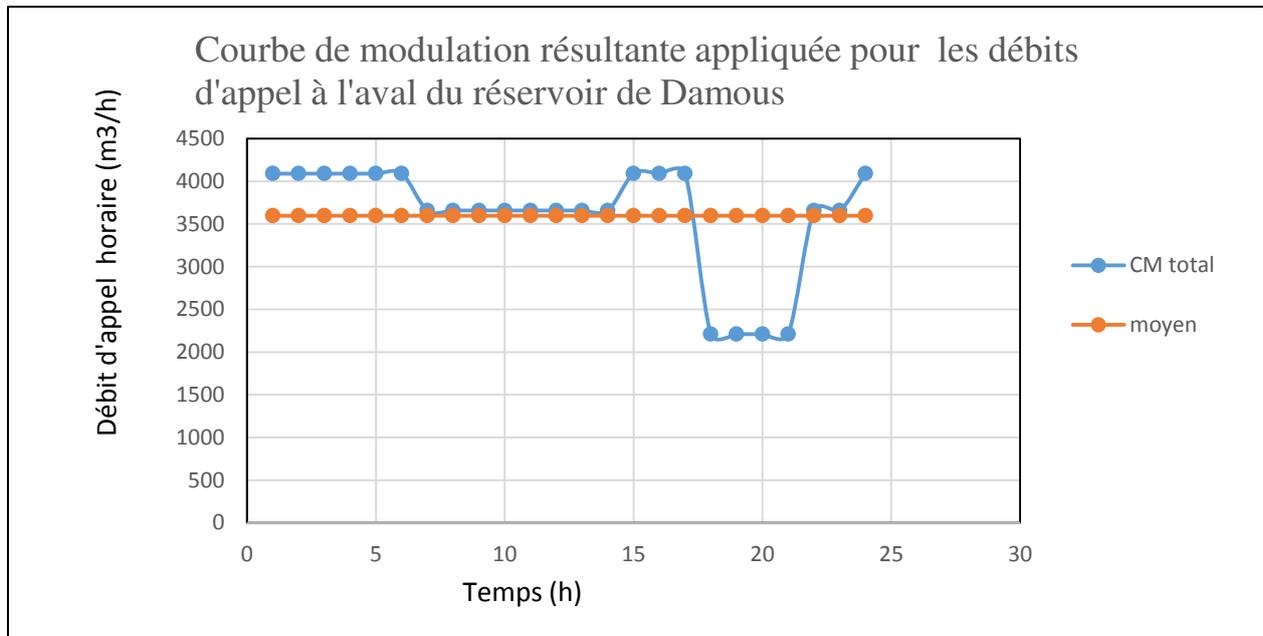


Figure VI-2 : Courbe résultante de modulation de desserte à l'aval du réservoir tampon de Damous

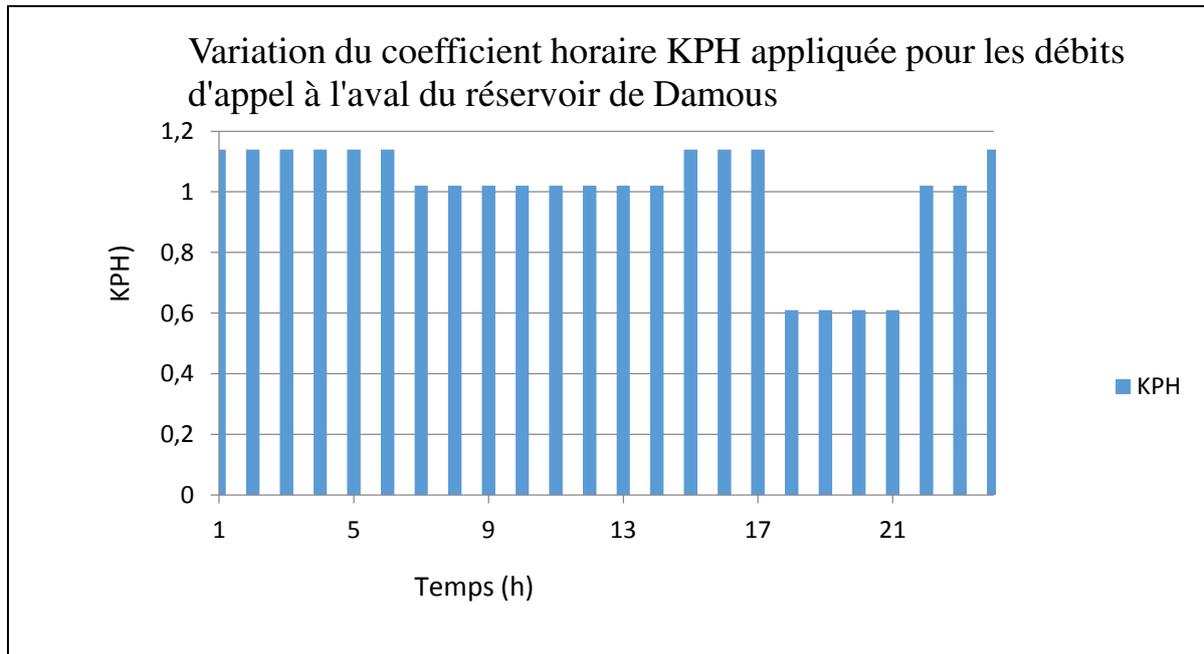


Figure VI-3 : Courbe de Variation temporelle des coefficients de pointe horaire de desserte à l'aval du réservoir tampon de Damous

Tableau VI-1 : Variation horaire des débits d'appel dans chaque ramification secondaire.

	Damous	Larhat	Gouraya	Messelmoune	h-Ennous	s-Ghiles	Aghbal	s-Semiane	Cherchell
0_1	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	312.52	119	1447.83
1_2	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	312.52	119	1447.83
2_3	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	312.52	119	1447.83
3_4	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	312.52	119	1447.83
4_5	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	312.52	119	1447.83
5_6	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	312.52	119	1447.83
6_7	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	1447.83
7_8	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	1447.83
8_9	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	1447.83
9_10	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	1447.83
10_11	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	1447.83
11_12	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	1447.83
12_13	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	1447.83
13_14	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	1447.83
14-15	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	312.52	119	1447.83
15_16	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	312.52	119	1447.83
16-17	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	312.52	119	1447.83
17-18	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	0
18-19	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	0
19_20	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	0
20_21	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	0
21_22	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	1447.83
22_23	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	0	0	1447.83

23_00	687.2	226.75	582.42	192.08	93.8	427.47	312.52	119	1447.83
-------	-------	--------	--------	--------	------	--------	--------	-----	---------

VI-3 Evolution temporelle de la consommation en eau des agglomérations desservies par les branches secondaires

En l'absence de données réelles, pour la répartition horaire de la consommation domestique journalière, on peut utiliser les données du tableau ci-dessous.

Tableau VI-2 : Valeurs approximatives des débits par heure pour la consommation domestique.

heures de la journée	Valeurs du coefficient de pointe en fonction de la typologie de l'agglomération										
	k_p^h										
heure	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.5	3.35	3.2	3	2.5	2	1.5	0.9	0.85	0.75	0.6
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.2	2.65	2.1	1.5	0.9	0.85	0.75	0.6
2 - 3	3.45	3.3	2.9	2.5	2.2	1.85	1.5	0.9	0.85	1	1.2
3 - 4	3.4	3.2	2.9	2.6	2.25	1.9	1.5	1.0	1	1	2
4 - 5	3.4	3.25	3.35	3.5	3.2	2.85	2.5	2.35	2.7	3	3.5
5 - 6	3.55	3.4	3.75	4.1	3.9	3.7	3.5	3.85	4.7	5.5	3.5
6 - 7	4	3.85	4.15	4.5	4.5	4.5	4.5	5.2	5.35	5.5	4.5
7 - 8	4.44	4.45	4.65	4.9	5.1	5.3	5.5	6.2	5.85	5.5	10.2
8 - 9	5	5.2	5.05	4.9	5.35	5.8	6.25	5.5	4.5	3.5	8.8
9 - 10	4.8	5.05	5.4	5.6	5.85	6.05	6.25	4.85	4.2	3.5	6.5
10 - 11	4.7	4.85	4.85	4.9	5.35	5.8	6.25	5	5.5	6.0	4.1
11 - 12	4.55	4.6	4.6	4.7	5.25	5.7	6.25	6.5	7.5	8.5	4.1
12 - 13	4.55	4.6	4.5	4.4	4.6	4.8	5	7.5	7.9	8.5	3.5
13 - 14	4.45	4.55	4.3	4.1	4.4	4.7	5	6.7	6.35	6	3.5
14 - 15	4.6	4.75	4.4	4.1	4.6	5.05	5.5	5.35	5.2	5	2

15 - 16	4.6	4.7	4.55	4.4	4.6	5.3	6	4.65	4.8	5	6.2
16 - 17	4.6	4.65	4.5	4.3	4.9	5.45	6	4.5	4	3.5	10.4
17 - 18	4.3	4.35	4.25	4.1	4.8	5.05	5.5	5.5	4.5	3.5	9.4
18 - 19	4.35	4.4	4.45	4.5	4.7	4.85	5	6.3	6.2	6	7.3
19 - 20	4.25	4.3	4.4	4.5	4.5	4.5	4.5	5.35	5.7	6	1.6
20 - 21	4.25	4.3	4.4	4.5	4.4	4.2	4	5	5.5	6	1.6
21 - 22	4.15	4.2	4.5	4.8	4.2	3.6	3	3	3	3	1
22 - 23	3.9	3.75	4.2	4.6	3.7	2.85	2	2	2	2	0.6
23 - 24	3.8	3.7	3.5	3.3	2.7	2.1	1.5	1	1	1	0.6
somme	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100

VI-4 Présentation du logiciel de simulation Epanet

Epanet a été développé par la Division de Ressources et d'Alimentation en Eau du Laboratoire National pour l'Investigation sur la Gestion de Risques, de l'Agence d'Environnement des États Unis.

C'est un logiciel de calcul de débit dans les conduites, de la pression aux nœuds, et fournit l'âge et la qualité de l'eau dans le réseau d'eau potable. Ce logiciel dispose d'un puissant moteur de calcul hydraulique ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Le calcul des pertes de charges dues à la friction se fait à l'aide des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charges singulières aux coudes, aux tés etc....
- Il peut modéliser les pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, des clapets de non-retour.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (variation du diamètre avec la hauteur)
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression.
- Le fonctionnement de la station de pompage peut être piloté par des commandes (heures de mise en marche/ d'arrêt en fonction du niveau du réservoir) ou par des commandes élaborées plus complexes.

VI-5 Propriétés d'entrée pour la simulation

Les principales propriétés à saisir pour simuler le comportement de notre réseau de transfert sont énumérées comme suit :

- La longueur et le diamètre des canalisations ;
- La rugosité des conduites ;
- L'altitude du réseau en différents points ;
- La répartition des abonnés sur le réseau ;
- Les caractéristiques de la consommation (volume, variation horaire),
- Les caractéristiques des organes hydrauliques particuliers (pompes, réservoir etc.)

L'élaboration du modèle s'effectue en deux phases :

- La construction, qui consiste à traduire sur le logiciel les cinq premiers paramètres (réellement mesurables sur le terrain),
- Le calage, qui consiste à ajuster la rugosité des conduites afin que les conditions d'écoulement créées soient proches des conditions réelles.

VI-6 Données d'entrée pour la simulation dynamique avec Epanet

Les tableaux ci-après résument les éléments utilisés pour définir les caractéristiques du cas particulier de notre système de transfert d'eau potable ;

Tableau VI-3 :Données aux nœuds

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS
Noeud n4	76	0
Noeud n6	100	0
Noeud n11	58.79	0
Noeud n13	106.04	0
Noeud n15	78.93	0
Noeud n17	15.89	0
Noeud n21	66.58	0
Noeud n1	53.75	-1130
Noeud n23	180	0
Noeud n7	30	0

Il est à noter que la demande de base aux nœuds de consommation est illustrée par la courbe ci-après :

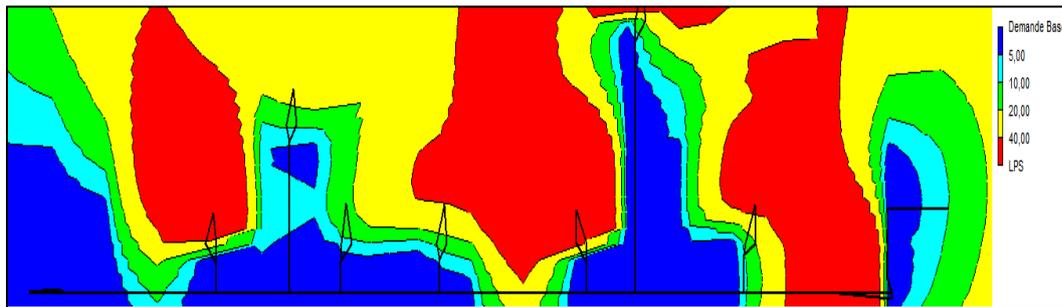


Figure VI-4 : Courbe de niveau des demandes de base de la zone d'étude

On observe à travers les résultats de la Figure VII-6 qu'il existe des écarts dans la demande entre les différentes agglomérations, comme c'est le cas de la ville de Sidi-Semiane où la demande de base varie entre 20 et 40 l/s alors que pour la ville de Sidi-Ghiles elle est dépassé les 40 l/s.

Tableau VI-4 : Données des conduites

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	État
Tuyau cg3	7064.88	1100	0.03	Ouvert
Tuyau cg4	3145.86	1100	0.03	Ouvert
Tuyau cg5	9588.42	900	0.03	Ouvert
Tuyau cg6	6438.42	900	0.03	Ouvert
Tuyau cg7	3282.71	900	0.03	Ouvert
Tuyau cg8	4768.23	800	0.03	Ouvert
Tuyau cg9	6949.77	700	0.1	Ouvert
Tuyau cn3	1	1000	0.03	Ouvert
Tuyau cn4	1	1000	0.03	Ouvert
Tuyau cg2	9879.35	1100	0.03	Ouvert
Tuyau cn19	1	700	0.03	Fermé
Tuyau cn20	1	700	0.03	Ouvert
Tuyau cg11	1634.69	400	0.02	Ouvert
Tuyau cg10	300.12	300	0.03	Ouvert
Tuyau cn6	1	150	0.03	Ouvert
Tuyau cn5	1	150	0.03	Ouvert
Tuyau cn8	1	400	0.02	Ouvert

VI-7 Données pour les ouvrages de stockage

Chaque réservoir a été modélisé informatiquement. Aucun n'a fait l'objet de courbe particulière car leurs caractéristiques techniques ont suffi à définir leurs paramètres de marnage.

Il faut savoir qu'un réservoir tampon ou de stockage se caractérise, sous Epanet, par les propriétés suivantes :

- Cote du radier
- Niveau minimal
- Niveau maximal
- Diamètre de la cuve de stockage

Tableau VI-3 : Données pour les réservoirs

Propriété	Valeur
*ID Réservoir	R9-1
Coordonnée X	-29941.03
Coordonnée Y	6879.00
Description	
Genre	
*Altitude du Radier	231.9
*Niveau Initial	2.4
*Niveau Minimal	1
*Niveau Maximal	8
*Diamètre	26

VI-8 Présentation de l'ossature générale du système de transfert d'eau potable de la branche ouest de Tipaza

Afin d'assurer une compréhension aisée de ce modèle, celui-ci a été réalisé suivant l'architecture des réseaux. Le modèle informatique obtenu est présenté, dans son ensemble, ci-après (Figure VI-2).

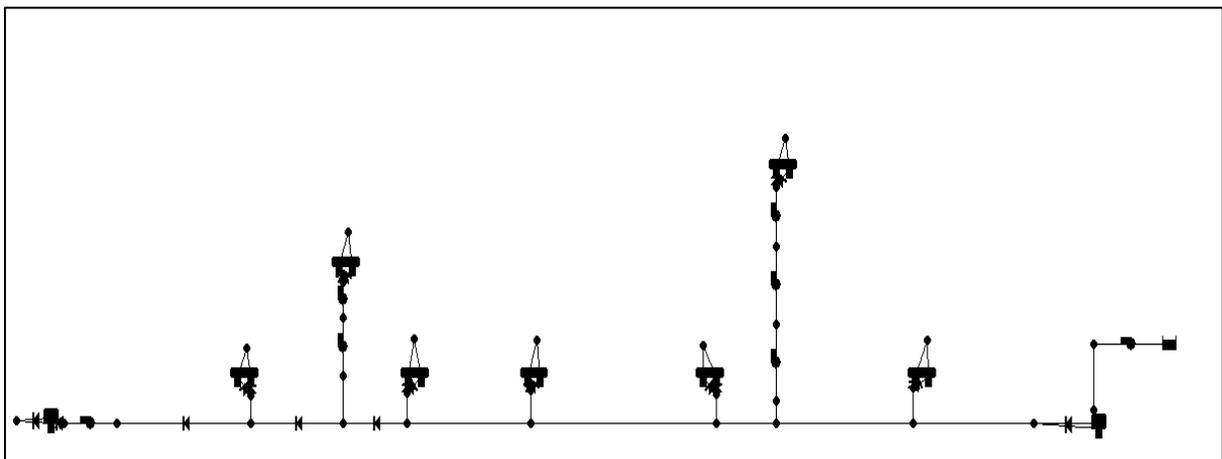


Figure VI -5: Ossature du réseau du système de transfert de la branche ouest de Tipaza.

Le réseau de type ramifié totalise un linéaire de 100 km, dont 25 km en conduites de refoulement et 75 km en conduites gravitaires, les diamètres des conduites varient de 200 mm à 1600 mm. La branche principale prend son origine à partir de la station de traitement du barrage de Kef-Eddir représenté par une bêche à charge constante. Les ramifications servent à alimenter les différents réservoirs de stockage affectés aux différentes communes.

La desserte est assurée gravitairement pour les commune de Damous, Larhat, Gouraya, Messelmoune, Hadjret-Ennous, Sidi-Semiane, Sidi-Ghiles par contre elle est effectuée par refoulement pour les communes de Cherchell, Aghbal, Sidi-Semiane.

Le mode d'alimentation gravitaire ou par refoulement est conditionné selon les dénivelées du terrain. La carte de niveau des altitudes de la figure ci après donne un aperçu de la configuration altimétrique du site et l'emplacement des différentes zones à alimentées (zones basses, moyenne et haute) par rapport au niveau NGA.

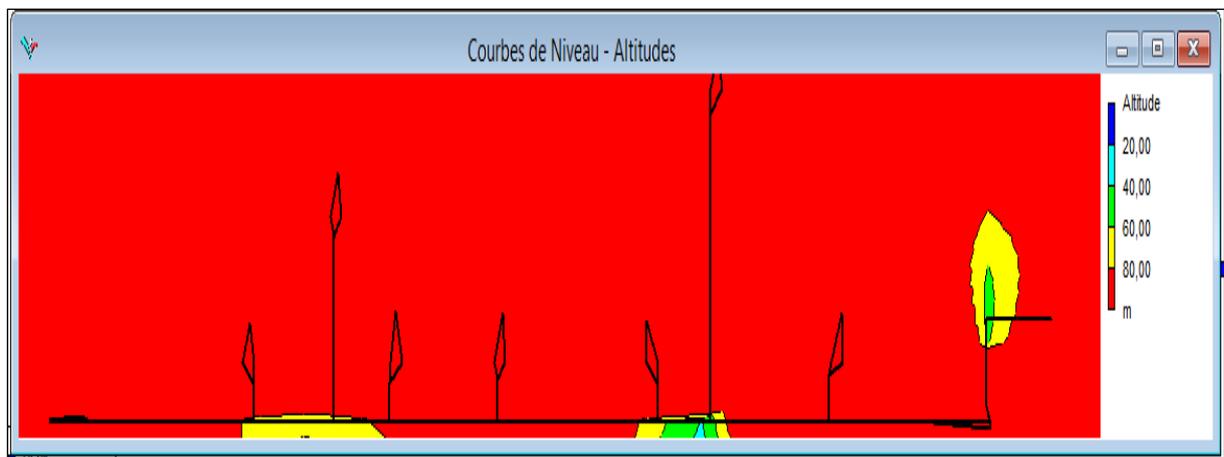


Figure VI-6 : Courbe de niveau des altitudes de la zone d'étude

On notera que les réservoirs sont placés à des côtes élevées dépassant les 80 mètres, pour permettre une desserte gravitaire grâce à la charge hydraulique disponible tel que ca se présente pour la ville d'Aghbal, Cherchell ainsi que pour Sidi-Semiane où les réservoirs assurent une distribution par gravité d'une manière permanente durant toute la journée.

Le réseau du système de transfert comprend dans le cas de notre réseau :

- Trente-deux (32) nœuds, dont 23 utilisés pour l'adduction à des fins de raccordement aux différents ouvrages insérés dans le réseau, et le reste des nœuds, au nombre de neuf, sont placés à l'aval des réservoirs de desserte pour alimenter les neuf communes pour lesquelles on a inséré les demandes de base et les courbes de modulation spécifique à chacune d'elles.

A l'exception de la ville de Damous dont le nœud en question alimente simultanément l'ensemble du système de transfert en plus de la ville de Damous.

- Sept stations de pompages sont installées pour alimenter les réservoirs de stockages pour lesquels nous avons insérés les propriétés (courbes caractéristiques et courbes de modulation de la vitesse). Une bêche représente la station de traitement.

- Neufs réservoirs jumelés dont 16 alimentant les agglomérations de Larhat jusqu'à Cherchell, un réservoir jumelé tampon alimente à la fois la commune de Damous et le réseau.
- Cinquante-neuf (59) conduites caractérisées par leurs longueurs, rugosités, diamètre, coordonnées, Clapets anti-retour à l'aval de chaque réservoir.

VI-9 Résultats de la simulation dynamique sous Epanet

Après avoir saisi les informations nécessaires pour l'exécution de la simulation sous l'Epanet, on a obtenu des résultats, et à l'issue desquels on a suggéré des solutions appropriées pour parer aux anomalies.

Les résultats de la simulation sont présentés dans ce qui suit :

VI-9-1 Vérifications de la condition de marnage des différents réservoirs du réseau

Pour anticiper, par rapport à d'éventuels problèmes relatifs au marnage du réservoir principal 2 RV5000 m³, on va vérifier sa faisabilité selon un nouveau concept. Ce dernier consiste à réduire tous les éléments du réseau de transfert y compris les nœuds de consommation des neuf communes en les associant à un seul nœud (Nœud 6) situé juste à l'aval des réservoirs tampon de Damous tel que présenté sur le schéma de la figure ci-dessous(Figure VII-4).

Le nœud commun sera affecté d'une demande de base qui n'est autre que la somme arithmétique des débits de pointe journalier fixés à l'amont de chaque réservoir de desserte joints d'une courbe de modulation résultante établie suivant l'approche décrite au chapitre VI.

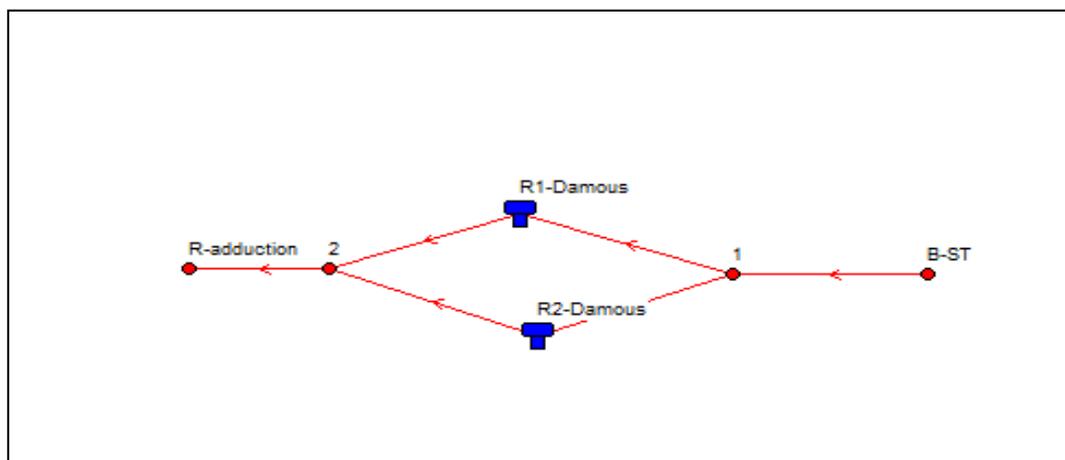


Figure VI-7 : Vérification du marnage des réservoirs jumelés tampons de Damous

La courbe de marnage obtenue des réservoirs jumelés de Damous se présente comme suit :

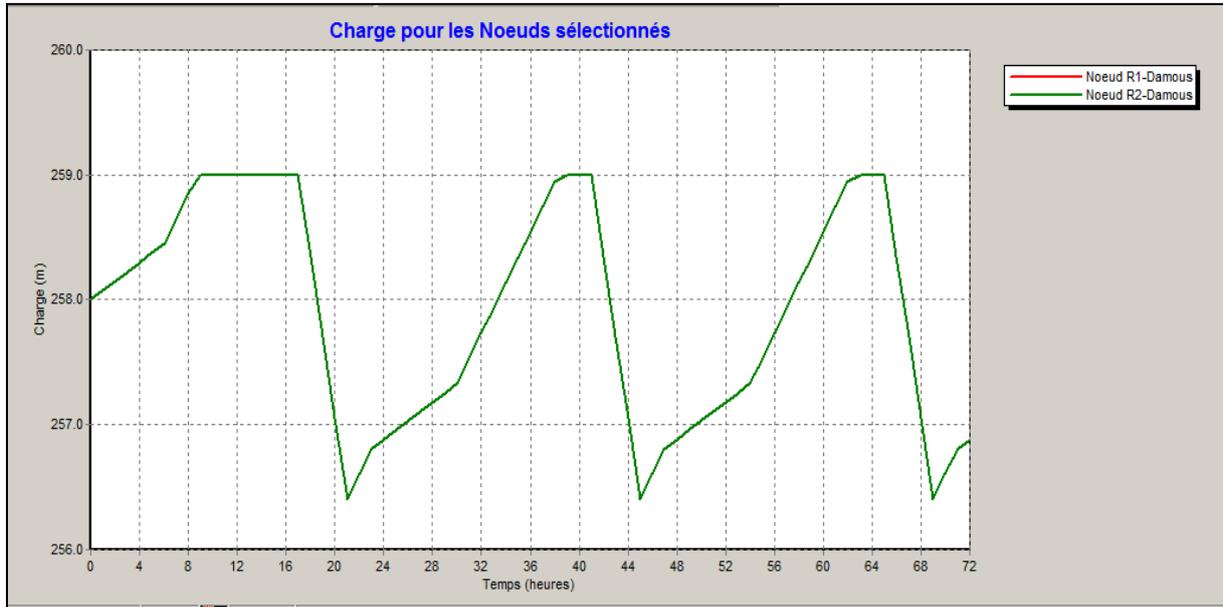


Figure VI-8 : Courbe de marnage des deux réservoirs jumelés de Damous

On observe, à travers l'allure de la courbe que le marnage des deux réservoirs jumelés de Damous se fait d'une manière régulière et cyclique où la vidange apparaît plus importante lors de l'arrêt des pompes de la station de traitement programmé de 17h à 21h. Un point remarquable apparaît aussi sur la courbe où l'arrêt de la desserte est plus long durant la première journée que durant la deuxième et la troisième journée.

En plus de la courbe de marnage on est parvenu à établir la variation temporelle de la pression au nœud 6.

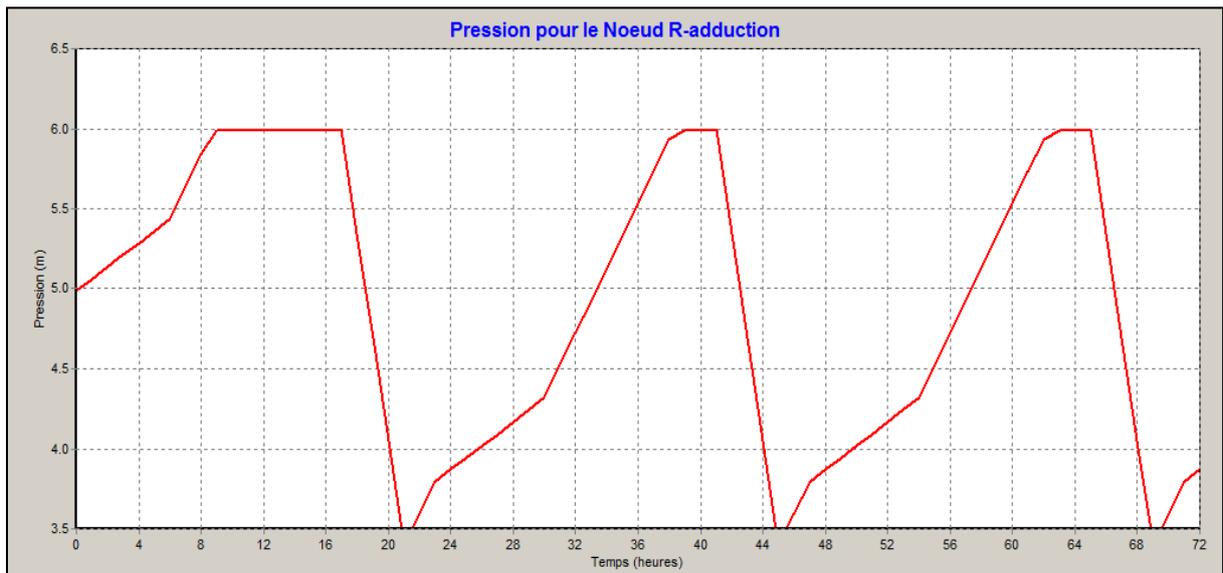


Figure VI-9 : Courbe de variation temporelle de la pression au nœud 6. Pour une cote de radier des réservoirs de Damous de 253 m

On relève d'après le graphe de la figure VII-6, des pressions qui se situent dans une fourchette acceptable variant de 3.4 à 6 bars, avec des variations cycliques comparables à celles observées dans le cas du marnage.

En particulier sur une période on peut expliquer ces variations de pression par la présence de différentes périodes de consommation (période de pointe, pleine et creuse). Ce qui confirme, une fois de plus, l'efficacité du concept de la courbe de modulation résultante dans la vérification de faisabilité des réservoirs tampon dans l'alimentation d'un réseau de transfert.

Il est important de noter que l'augmentation ou la diminution de la pression fournie par les réservoirs jumelés de Damous au nœud desserte du système de transfert est commandée par la cote du radier : une élévation de la cote du radier induit une augmentation de la pression et son rabattement conduit à une diminution de la pression.

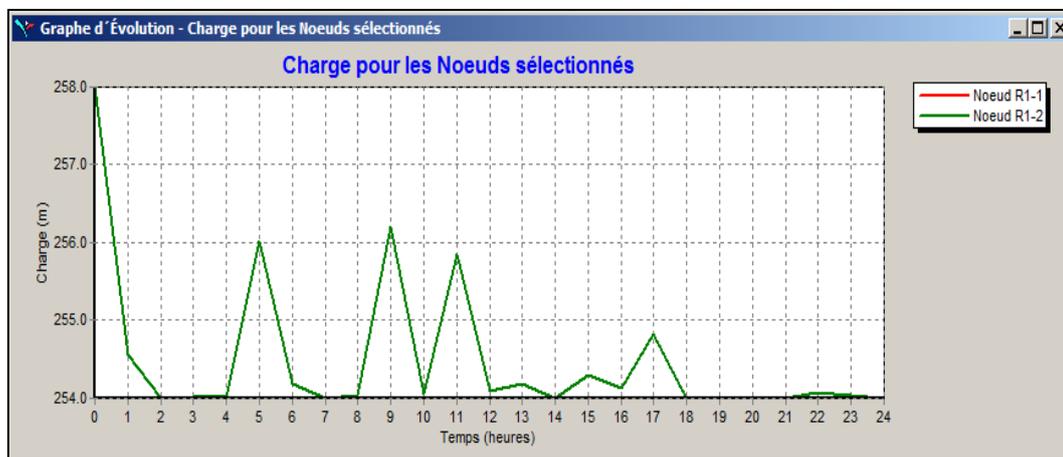
VI-10 Simulation du réseau de transfert de la branche ouest de Tipaza

Le schéma de l'ossature du réseau de transfert est présenté par la figure VII-2, les résultats de simulation en termes de marnage des différents réservoirs, de pression aux nœuds, et de vitesse d'écoulement dans les conduites sont présentés dans ce qui suit :

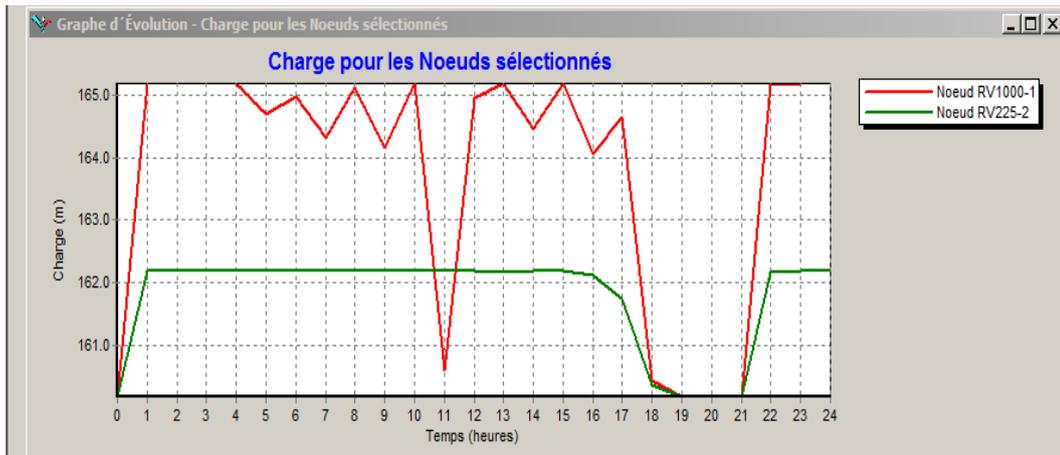
VI-10-1 Résultats du marnage des réservoirs

On commencera par vérifier les conditions de marnage des différents réservoirs de desserte.

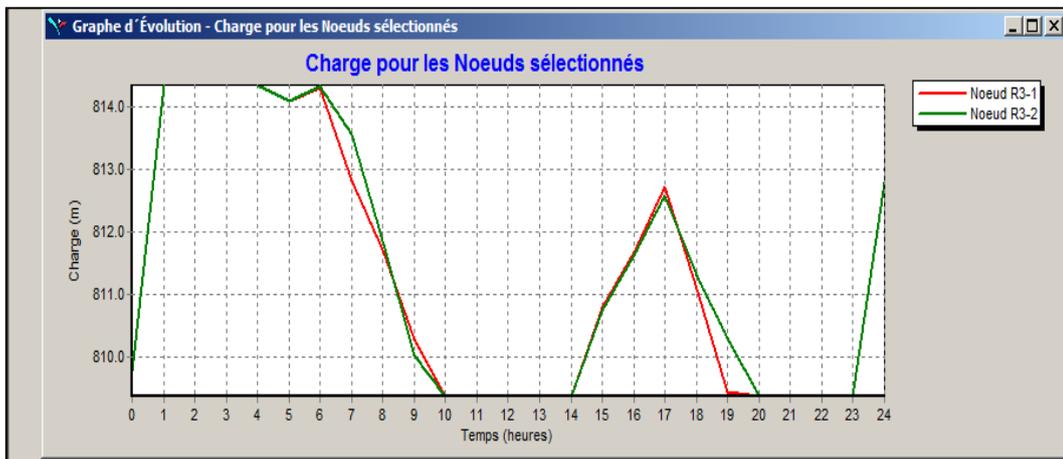
Réservoirs tampons jumelés 2 RV 5000 m³ de Damous



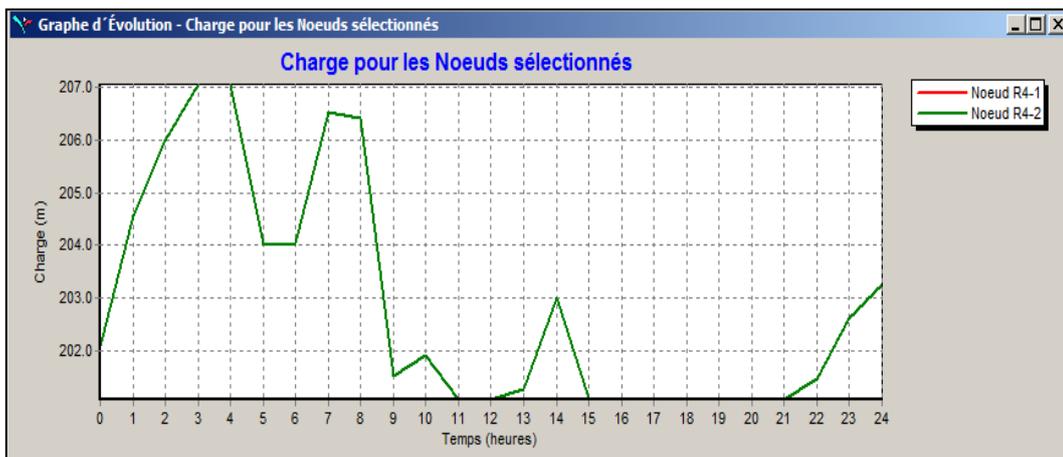
Réservoirs de stockage jumelés 1RV1000 m³ et 1RV225 m³ de Larhat



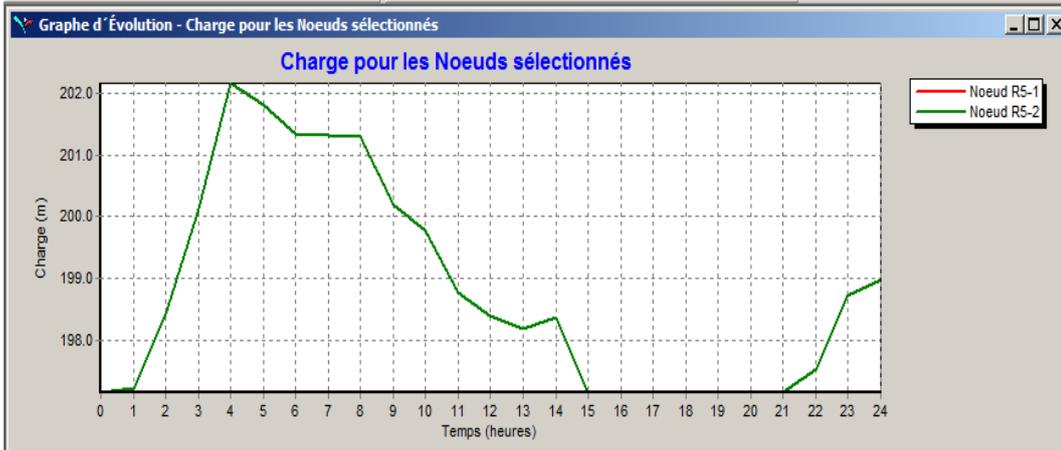
Réservoirs de stockage jumelés 2RV1000 m³ d'Aghbal



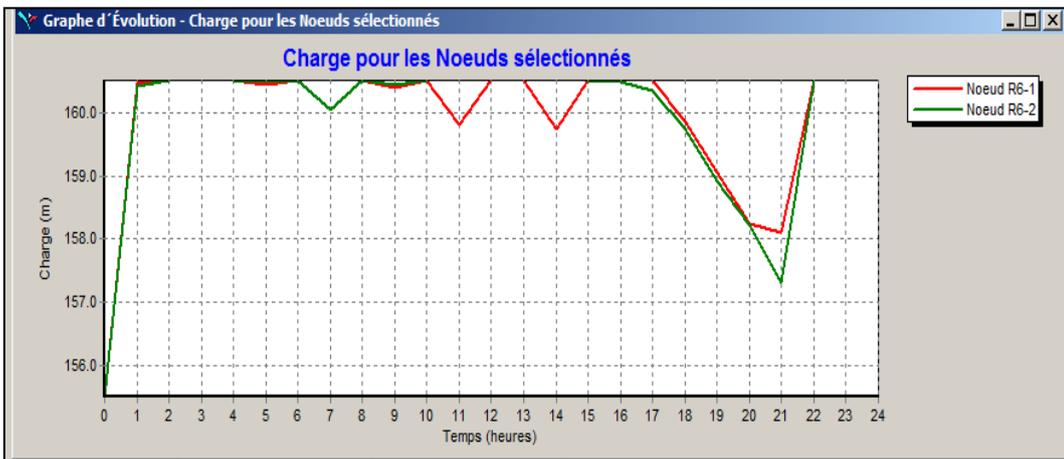
Réservoirs de stockage jumelés 1RV2000 m³ et 1RV1000 m³ de Gouraya



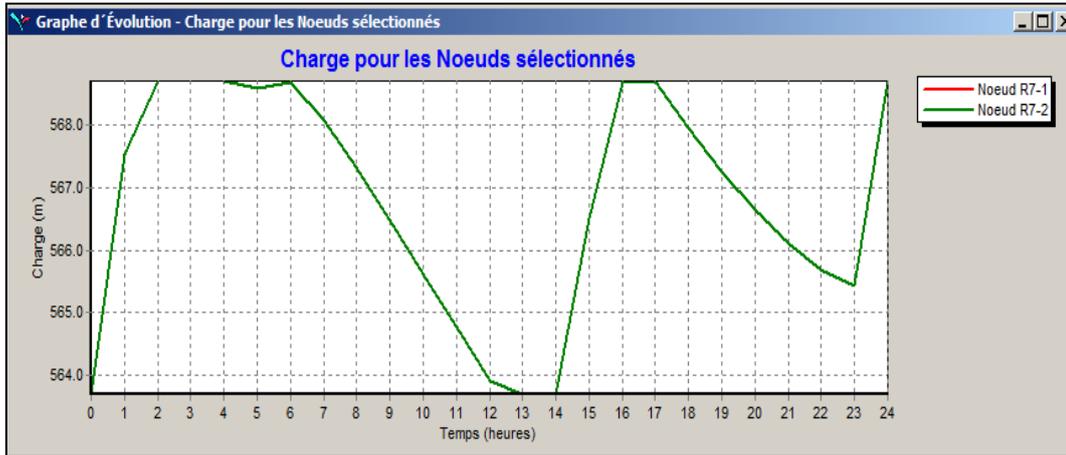
Réservoirs de stockage jumelés 2RV500 m³ de Messelmoune



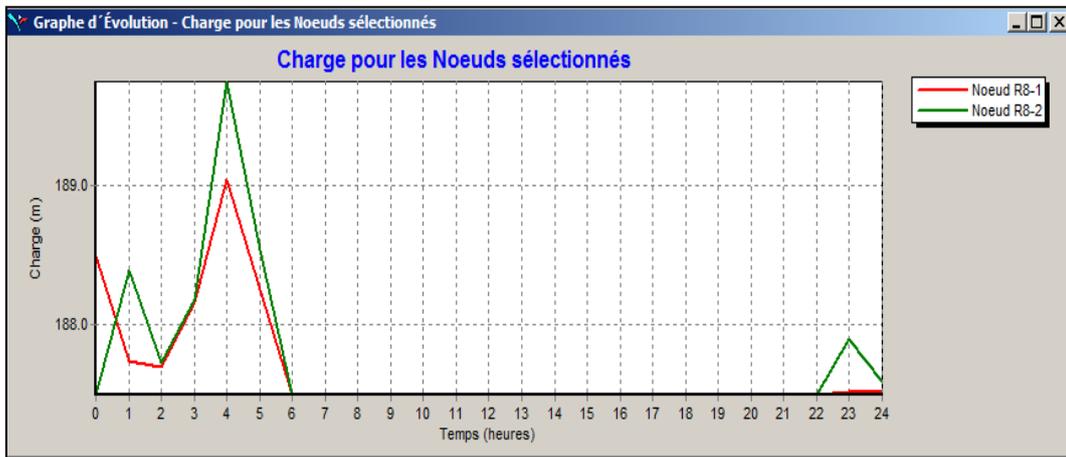
Réservoirs de stockage jumelés 1RV500 m³ et 1RV150 m³ de Hadjret Ennous



Réservoirs de stockage jumelés 2RV500 m³ de Sidi Semiane



Réservoirs de stockage jumelés 1RV2000 m³ et 1RV100 m³ de Sidi Ghiles



Marnage irrégulier dans le cas du marnage des réservoirs de Sidi Ghiles

Réservoirs de stockage jumelés 1RV5000 m³ et 1RV125 m³ de Cherchell

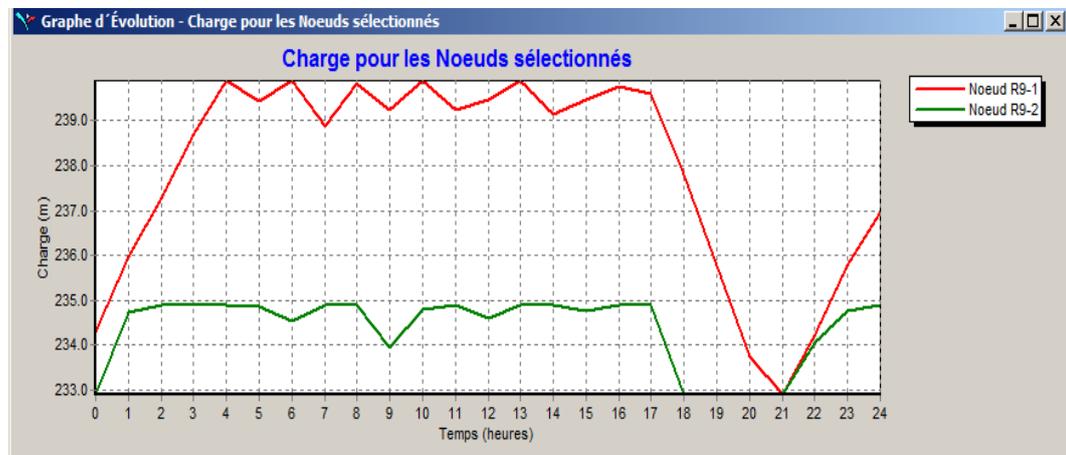
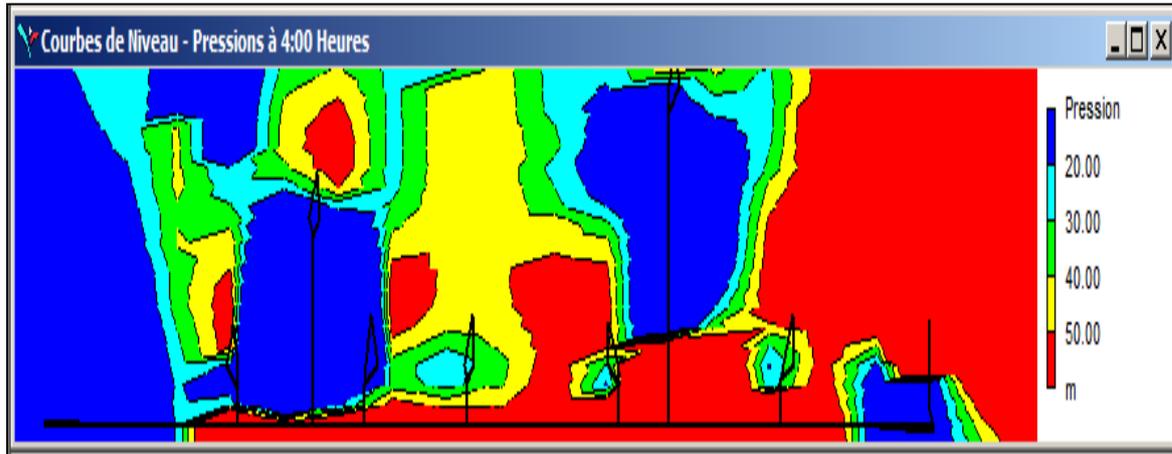


Figure VI-10 : Condition de marnage des réservoirs de stockage du réseau

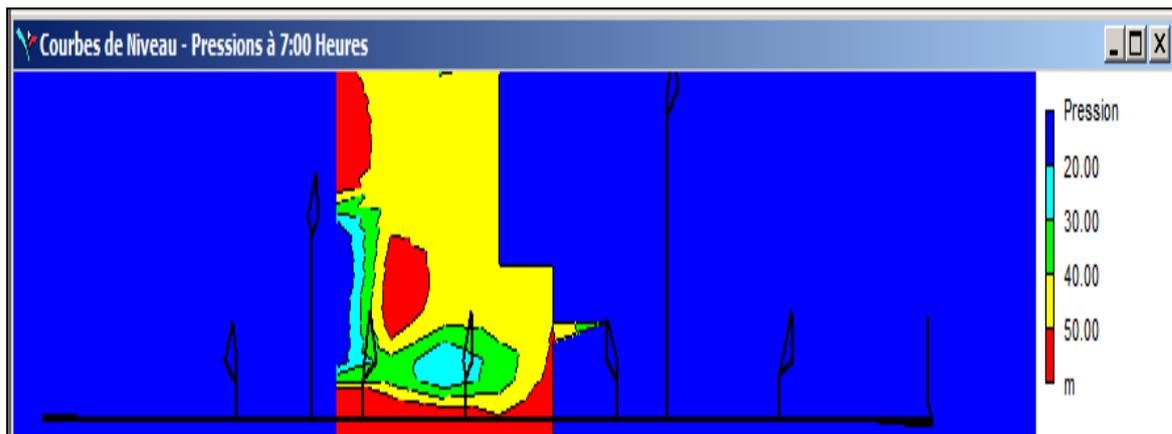
Au final on remarque que l'ensemble des réservoirs se remplissent et se vident d'une manière régulière et cyclique sauf dans le cas des réservoirs de Sidi Ghiles où le débit de sortie tend à dépasser le débit d'entrée fourni par le système de transfert.

VI-10-2 Résultats Etat des pressions aux nœuds

En période de pointe :



En période pleine



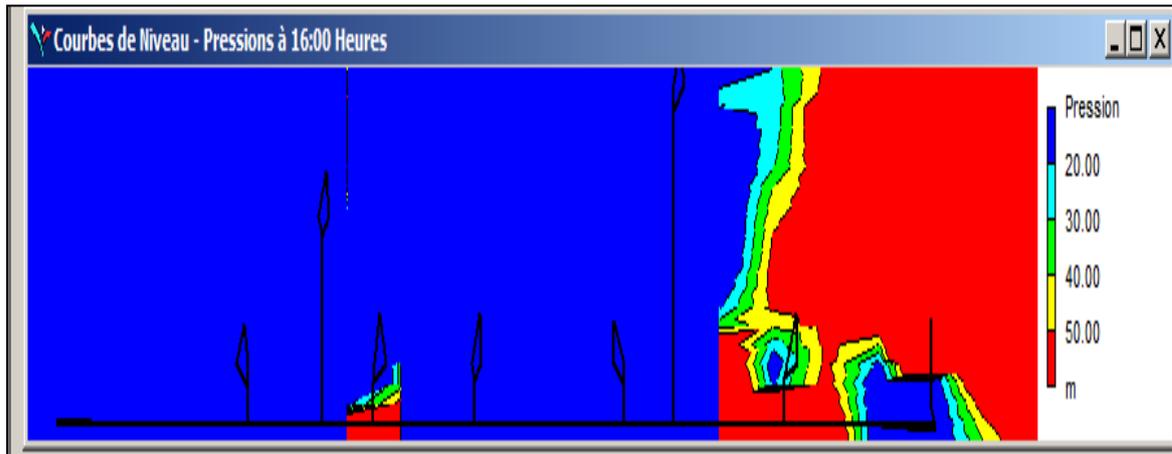
En période de pointe**En période creuse**

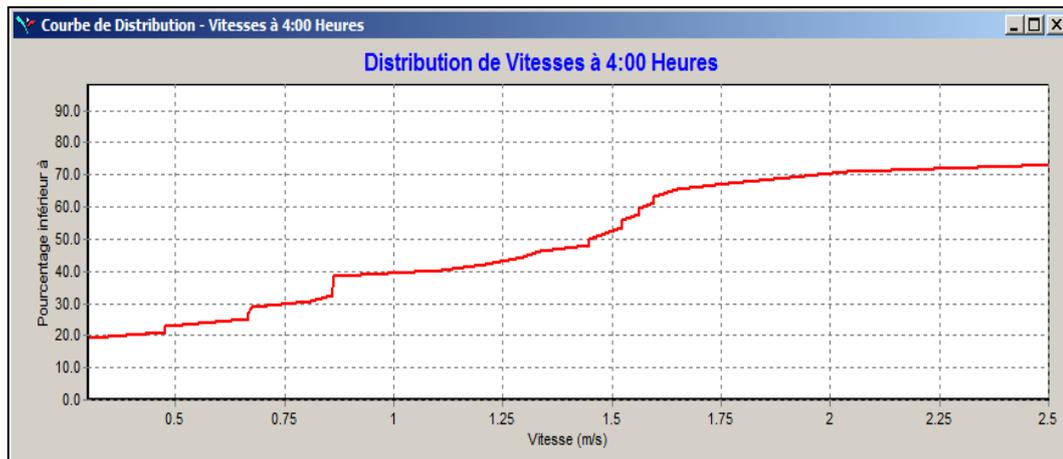
Figure VI-11 : Répartition spatiale de l'état de pression dans le réseau en différentes périodes

L'état des pressions pour les différentes périodes de consommation durant la journée demeure correct et n'excède pas la pression de service de sécurité. Les pressions au pied des réservoirs ne va pas au-delà des 2.5 bars proscrite.

VI-10-3 Résultats Etat des vitesses d'écoulement dans les conduites

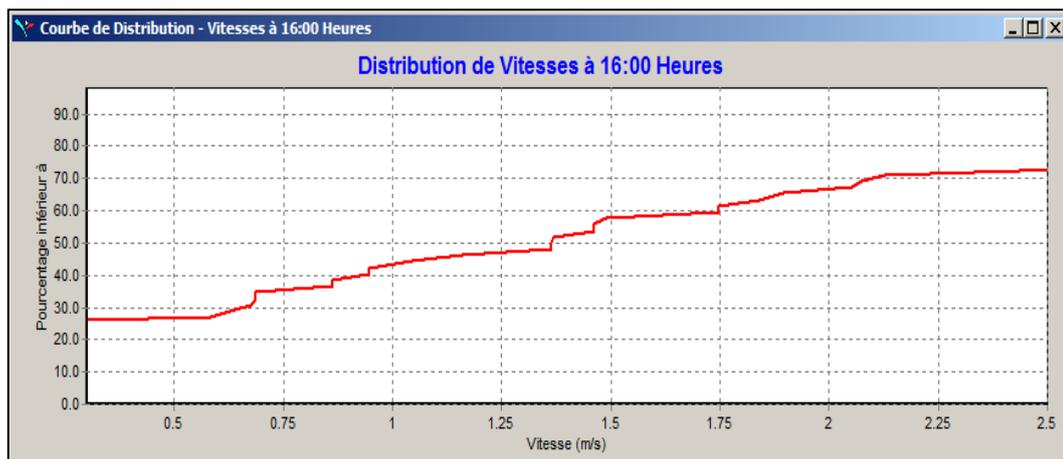
Pour ce qui concerne les vitesses on va effectuer les vérifications pour deux période ; période de pointe et creuse durant lesquelles la consommation est soit forte ou bien faible.

- Courbe de distribution aux heures de pointe entre 0h et 6h.



Pratiquement 20 % des valeurs de vitesse sont inférieures 0.3 m/s et un peu plus de 70 % sont inférieures à 2.5 m/S, ce qui acceptable au vu des critères imposés dans ce contexte.

- Courbe de distribution aux heures de pointe entre 15h et 17h.



Durant cette deuxième période de pointe allant de 15 h à 17h, on observe selon la simulation effectuée que 25 % des valeurs de vitesses sont inférieures à 0.3 m/s ce qui moins bon par rapport à la première de pointe, concernant la valeur supérieure il y a plus de 70 % de valeurs inférieures à 2.5 m/s.

- Courbe de distribution aux heures creuses entre 18h et 20h.

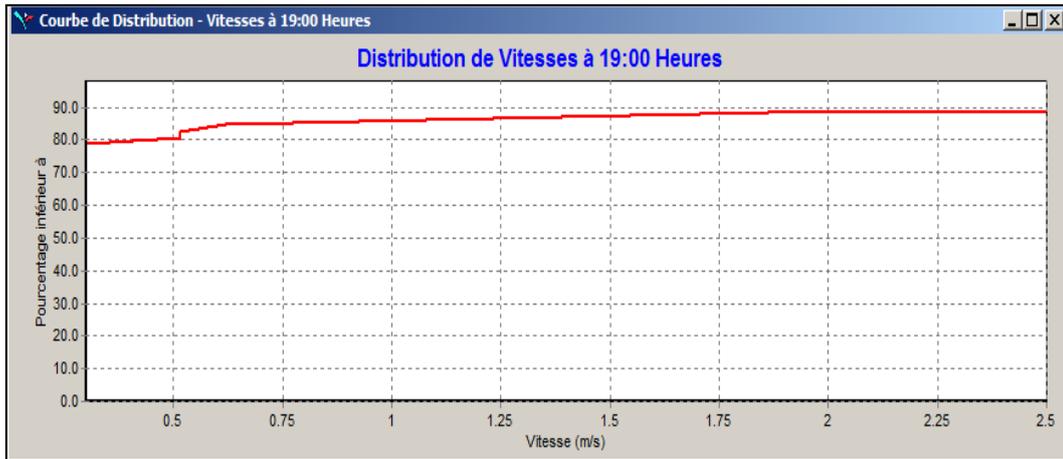


Figure VI-12 : Distribution des vitesses aux heures de pointe et aux heures creuses.

Pendant la période creuse les vitesses d'écoulement sont censées être très faibles, ce résultat est bien confirmé par la courbe ci-dessus où pratiquement 80% des vitesses sont inférieures à 0.3 m/s.

VI-10-4 Balance en eau dans les réservoirs

A ce titre on va confirmer l'adéquation entre les débits produits et consommés.

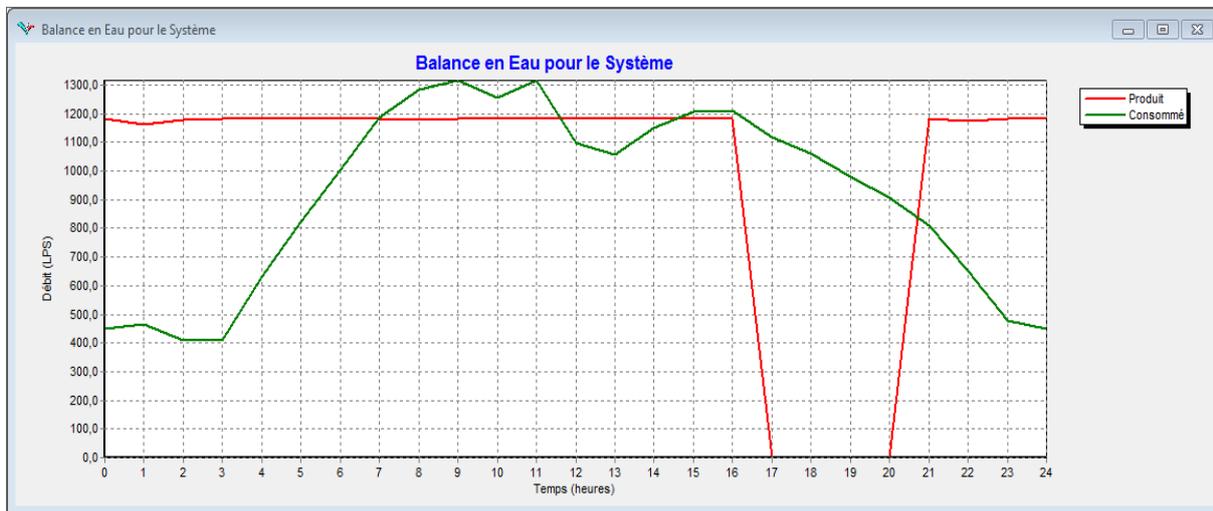


Figure VI-13 : Adéquation entre les volumes produit et consommé lors de la journée.

Avec une production totale de 1130 l/s pour un pompage discontinu de 20h/24h, le débit fourni doit satisfaire l'ensemble de notre zone durant la journée et jusqu'à l'horizon 2050.

VI-11 Conclusion

La simulation sous Epanet du système de transfert nous a permis de donner un sens à des résultats obtenus auparavant d'une part et trouver des solutions logiques à des problèmes apparait l'or de la simulation.

Dans ce chapitre nous allons commencer par présenter les généralités sur la modélisation hydraulique des réseaux d'AEP puis on simulera le comportement de notre réseau afin confirmer nos résultats.

Les résultats obtenus après simulation ont été satisfaisants par rapport aux exigences de fonctionnalité du système de transfert notamment les vitesses dans les conduites et les pressions aux nœuds. Comme on peut le constater en regardant les résultats de simulation, les pressions sont presque partout supérieures à 1 bar, inférieure à 2.5 bars aux pieds des réservoirs et inférieures à 5 bars dans tout le réseau. Tandis que les valeurs des vitesses sont comprises dans la fourchette recommandée supérieures à 0,3 m/s pour répondre à la condition d'autocurage et inférieure à 2.5 pour être dans la sécurité et éviter ainsi les problèmes de coup de bélier.

Conclusion générale :

Au cours de ce travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un système de transfert d'eau potable, ceci dans le but de satisfaire les besoins des neuf agglomérations de la branche ouest de la wilaya de Tipaza. Pour cela, on a essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude.

Le réseau de transfert pour cette région, est particulièrement condensé avec 62.7 km de canalisations principales et pas moins de 20 Km entre branche principale et ramifications.

Vu le relief descendant de la zone d'étude dont les côtes du terrain varient de 23 m jusqu'à 808 mètres, on a orienté notre choix pour une adduction par refoulement vers le réservoir de stockage des communes Aghbal, Sidi-Semiane et Cherchell.

L'évaluation des différents besoins en eau à de la zone d'étude à l'horizon 2050 a donné un total de 7170,028 m³/j soit 82,986 l/s, ce débit sera distribué aux consommateurs selon la courbe de modélisation de consommation que nous avons adopté dans ce travail. On constate que ces besoins journaliers seront satisfaits par le débit fourni à partir de barrage Keff-Eddir.

La structure du système adopté est ramifié, dimensionné de façon à assurer des pressions aux nœuds et des vitesses dans les conduites acceptables, qui rentre dans les fourchettes recommandées à savoir des vitesses variant de 0.3 à 2.5 m/s et des pressions allant de 1 bars jusqu'à la pression de service estimée à 5 bars. Concernant les matériaux des conduites on a opté pour une combinaison entre le PEHD PN 25 et FONTE DUCTILE PN25, au vu des avantages qu'ils présentent.

La simulation DYNAMIQUE du fonctionnement du réseau sous EPANET n'a fait que confirmer les résultats et les observations du pré diagnostic qu'on a établi auparavant. En effet à l'issue des résultats de la simulation du système d'adduction à l'horizon d'étude, où les résultats et rapports affichés à la fin de la simulation montrent que les paramètres hydrauliques de notre système, sont dans l'ensemble, dans la plage des valeurs acceptables.

Le marnage des différents réservoirs de stockage a été bien vérifié y compris celui du réservoir tampon situé à la tête du réseau. En plus de cette information on a pu vérifier grâce aux résultats de la simulation dynamique que les pressions fournies à l'entrée de la branche principale variées dans une fourchette de valeurs acceptable allant au-delà de 5 bars.

Les pressions trouvées au pied des réservoirs n'excédé pas les 2.5 bars ce qui répond bien au critère imposés dans ce contexte.

Nous avons réservé une partie de notre étude pour la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, qui a justifié la nécessité d'une protection contre ce phénomène au niveau du tronçon reliant la station de reprise existante aux différents réservoirs. Et expliquer les différentes étapes de la pose des canalisations à cause de sa grande importance pour une réussite totale du projet.

Ce projet nous a permis d'appréhender r plusieurs problèmes hydrauliques et de trouver des solutions tout en utilisant les connaissances acquises durant notre cursus universitaire et on espère que ce modeste travail sera un guide bibliographique pour les promotions à venir.

Références bibliographique

- [1] : Cours Mr OULARBI AZZEDINE « Alimentation En Eau Potable » université Saad Dahleb (2016).
- [2] : Cours Mr OULARBI AZZEDINE « Machines Et Station De Pompage » université Saad Dahleb (2017).
- [3] : Cours Mr OULARBI AZZEDINE « Simulation Numérique(Epanet) » Université Saad Dahleb (2017).
- [4] : Cours Mr BESSENASSE MOHAMED « Ecoulement En Charge » université Saad Dahleb (2017).
- [5] : Etude D'avant-Projet Detaillé Relative Au Projet De Transfert Des Eaux A Partir Du Barrage De Kef-Eddir Dans La Wilaya De Tipaza.
- [6] : Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger (SEAAL).
- [7] : Algérie Des Eaux (ADE) Cherchell.
- [8] : Agence Nationale des Ressources Hydriques (ANRH) -Blida-
- [9] : Agence Nationale Des Barrages Et Transferts (ANBT) -Tipaza-
- [10] : Commission De Régulation De L'électricité Et Du Gaz.
- [11] : Thèse doctorat D'AHMAT ALI ABDOULAYE Tchad (2014-2015).
- [12] : Mémoire de BAOUT ABD ERRAOUF université de Guelma (2017-2018).
- [13] : Mémoire de HADJ ABDELKADER AMINA université de Blida (2017-2018).
- [14] : Mémoire de FOUGHALIA ILYAS et KAHLA MOUSTAFA université de Bejaia (2014-2015).

Coefficient de variation horaire de consommation en % en fonction de nombre d'habitation

Heures	Nombre d'habitation				
	Moins de 10000	De 10000 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération type rural
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	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	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.58	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1
total	100	100	100	100	100

Recommandation prévues dans le plan national de l'eau de 2010 (PNE2010)

Typologie agglomération

Typologie agglomération / Strates de population	
Désignation	Caractéristique
les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	villes de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur »	100.000 < pop < 300.000 habitants
L'urbain	20.000 < pop < 100.000 habitants
Semi urbain	5.000 < pop < 20.000 habitants
Semi rural	3.000 < pop < 5.000 habitants
Rural aggloméré	600 < pop < 3.000 habitants
Rural épars	population inférieure à 600 habitants (100 unités d'habitation).

Recommandation prévues dans le plan national de l'eau de 2010 (PNE2010)

Facteur de majoration

Unité en %	Taux de majoration des autres usagers			
	Administration	Commerce	Artisanat et petite industrie	total
métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17,5	17,5	70
métropoles	30	15	15	60
urbain supérieur	25	12,5	12,5	50
urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7,5	7,5	25
Rural aggloméré	5	5	5	15
Epars	0	0	0	0

Valeur de β max en fonction du nombre d'habitant.

nbr d'habitant *10 ³	<1	1.5	2.5	4	6	10	20	5	100	300	>1000
β max	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Les périodes tarifaires en Algérie

Période	Horaires
Heures creuses	22h30-6h
Heures pleines	6h-17h et 21h-22h30
Heures pointes	17h-21h