



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

OUCHENE Kossila.

SADJI Massinissa.

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique urbaine.**

INTITULE :

RENFORCEMENT EN ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES COMMUNES COTIERES DE TIZI-OUZOU (TIGZIRT, IFLISSEN, YAKOUREN, AIT-CHAFAA, MIZRANA) A PARTIR DE LA STATION DE DESSALEMENT DE TIGZIRT.

Soutenu le **13/10 /2020** devant le jury composé de :

- Président : **Mr A.SAOU.**
- Promoteur (s) : **Mr M.YAKOUBI.**
- Examineur (s) : **Mr. A.BRAKENI.**

REMERCIEMENTS

**NOUS TENONS A REMERCIER TOUS CEUX QUI ONT
CONTRIBUE A LA REALISATION DE CE TRAVAIL EN
PARTICULIER :**

**NOTRE PROMOTEUR MR « YAKOUBI.M » POUR SON
SUIVI ET SES ORIENTATIONS PRECIEUSES.**

**TOUS LES PROFESSEURS QUI NOUS ONT AIDES DURANT
NOTRE FORMATION.**

**NOUS TENONS AUSSI A REMERCIER TOUS NOS AMIS QUI
ONT CONTRIBUE A L'ELABORATION DE CE MODESTE
TRAVAIL.**

**SANS OUBLIER DE REMERCIER LE PERSONNEL DE
L'ENTREPRISE AMENHYD DE NOUS AVOIR AIDES.**

**NOUS TENONS A REMERCIER PROFONDEMENT LES MEMBRES
DE JURY D'AVOIR ACCEPTE DE JUGER NOTRE TRAVAIL.
NOTRE SINCERE GRATITUDE VA VERS TOUS CEUX QUI ONT
PARTICIPE DE PRES OU DE LOIN A L'ELABORATION DE
CE TRAVAIL.**

O.KOSSILA & S.MASSI

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance en témoignage de ma profonde affection à :

A la mémoire de ma grand-mère et mes deux grands-pères que dieu les accueille dans son vaste paradis.

Ma chère mère qui m'a protégé pendant toute ma vie, et qui a fait tout pour moi.

Mon père que m'a tant aidé et encourager.

Mes frères et ma sœur.

Toute la famille SADJI.

Tous mes amis.

Toute personne qui a contribué de près ou de loin à ma réussite.

SADJI Massinissa

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de mon grand-père et ma grand-mère sans qui je ne serai pas là où je suis maintenant, que dieu les accueille dans son vaste paradis.

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi.

A mes frères et sœurs.

A toute la famille OUCHENE.

A tous mes amis.

Liste des tableaux:

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins :

Tableau (I.1) : Valeurs des précipitations moyennes mensuelles pour la période (1997-2006).....	4
Tableau (I.2) : Population actuelle.....	5
Tableau (I.3) : Variation de la population des cinq communes.....	6
Tableau (I.4) : Estimation des besoins des cinq communes.....	8
Tableau (I.5) : Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2040.....	9
Tableau (I.6) : Les valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	10
Tableau (I.7) : Les valeurs de β_{max} et de $K_{max,h}$ pour chaque communes.....	10
Tableau (I.8) : Répartition de la consommation horaire de la ville de Mizrana.....	11
Tableau (I.9) : Répartition de la consommation horaire de la ville de TIGZIRT.....	12
Tableau (I.10) : Répartition de la consommation horaire de la ville d'IFLISSEN.....	13
Tableau (I.11) : Répartition de la consommation horaire de la ville de YAKOUREN.....	14
Tableau (I.12) : Répartition de la consommation horaire de la ville d'AIT CHAFAA.....	15

Chapitre II : Réservoirs:

Tableau (II.1) : Capacité du réservoir Agouni Gueghran (Rag) alimentant MIZRANA par la méthode analytique.....	20
Tableau (II.2): Capacité du réservoir Tête Tleta (Rtt) alimentant TIGZIRT ET IFLISSEN par la méthode analytique.....	22
Tableau (II.3): Capacité du réservoir (Ry) alimentant YAKKOUREN par la méthode analytique.....	24
Tableau (II.4): Capacité du réservoir (Ra) alimentant AIT CHAFAA par la méthode analytique.....	25
Tableau (II.5): Capacité du réservoir Agouni Gueghran (Rag) alimentant MIZRANA par la méthode graphique.....	27
Tableau (II.9): Récapitulation des résultats.....	29

Chapitre III : ADDUCTION:

Tableau (III.1): Valeurs de viscosité cinématique ν de l'eau en fonction de la température.....	35
Tableau (III.2): Adduction par refoulement, de la SDEM vers le réservoir TAMDA.....	39

Tableau (III.3) : Adduction par refoulement, de la SP1 vers La RSP2.....	40
Tableau (III.4) : Adduction par refoulement, de la SP2 vers La RSP3.....	41
Tableau (III.5) : Adduction par refoulement, de la SP3 vers le réservoir Ighil n Ath Djennad.....	42
Tableau (III.6) : Adduction gravitaire du réservoir TAMDA vers RSP1.....	44
Tableau (III.7): Aduction gravitaire du réservoir Ighil n Ath Djennad vers raccordement Yakouren.....	45
Tableau (III.8) : Adduction gravitaire du réservoir Ighil n Ath Djennad vers le réservoir Tête tleta.....	46
Tableau (III.9): Adduction gravitaire a partir du réservoir Tête .tleta vers le réservoir Agouni Goughrane	47
Tableau (III.10) : Le tableau récapitulatif du réseau d'adduction.....	48
Chapitre V : Protection des conduites et coup de bélier:	
Tableau (V.1): Calcul du coup de bélier.....	72
Tableau (V.2): Le volume du réservoir d'air.....	74
Tableau (V.3): Les volumes des réservoirs d'air.....	75
Chapitre VI : Accessoire et pose de conduites:	
Tableau (VI.1): Les diamètres des ventouses en fonction des diamètres des tuyaux.....	76

Liste des figures:

Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins :

Figure(I.1) : la localisation géographique des cinq communes.....	3
Figure(I.2) : Histogramme des variations moyennes mensuelles de la précipitation pour (1997-2006).....	5
Figure(I.3) : Evolution de la population durant la période 2020-2040.....	7
Figure(I.4) : Répartition de la consommation horaire des cinq communes.....	16

Chapitre II: Réservoirs:

Figure(II.1) : capacité de réservoir Agouni Gueghran (Rag) alimentant MIZRANA par la méthode graphique.....	28
---	----

Chapitre III : ADDUCTION:

Figure(III.1) : adduction gravitaire.....	30
Figure(III.2) : adduction par refoulement.....	30

Chapitre IV : Pompes et stations de pompage:

Figure (IV.1): Les courbes caractéristiques des pompes de la SP1.....	53
Figure (IV.2): Les courbes caractéristiques des pompes de la SP2.....	56
Figure (IV.3): Les courbes caractéristiques des pompes de la SP3.....	60

Chapitre V : Protection des conduites et coup de bélier:

Figure (V.1): Cheminé d'équilibre.....	66
Figure (V.2): Réservoir d'air.....	67
Figure (V.3): Soupape de décharge type LEZIER.....	68
Figure (V.4): Première phase du coup de bélier.....	69
Figure (V.5): Deuxième phase du coup de bélier.....	69
Figure (V.6): Troisième phase du coup de bélier.....	70
Figure (V.7): Quatrième phase du coup de bélier.....	71

Chapitre VI : Accessoire et pose de conduites:

Figure (VI.1): La ventouse à 3 fonctions.....	76
Figure (VI.2): pose des conduites.....	78
Figure (VI.3): traversée d'une rivière.....	78
Figure (VI.4): Pose de canalisation en forte pente.....	79
Figure (VI.5): Les différents types de vanne.....	80
Figure (VI.6): Les différents types de clapet.....	81

Liste des symboles:

- A**: L'amortissement annuel (Annuité).
B_L: Le bilan en (DA).
b: La valeur du coup de bélier (m).
c: La célérité de l'onde (m/s).
CR: Côte radié.
D_{eco}: Diamètre économique.
D: Diamètre du tuyau en mm.
DN: diamètre normalisé.
e: Prix unitaire du K.W.h. en (4DA).
E: Energie consommée par la pompe (KWh).
g: Accélération de la pesanteur en (m/s²).
Ha: Hauteur d'aspiration en (m).
Hg: Hauteur géométrique en (m).
Hmt: La hauteur manométrique totale (m).
H₀: Pression absolue de la conduite (m).
i: Taux d'annuité (%).
Jt: Pertes de charge totale (m/ml).
Jasp: Perte de charge a l'aspiration en (m).
Jref: Perte de charge au refoulement en (m).
K: Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
K_{max,j}: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
K_{min,j}: Coefficient d'irrégularité minimal.
K_{max,h}: Coefficients de variation de consommation maximum horaire.
K_{min,h}: Coefficients de variation de consommation minimum horaire.
L: Longueur de la conduite en (m).
N_i: Nombre de consommateurs.
N: Vitesse de rotation de la pompe (tr/min).
n: Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 30 ans).
(NPSH)_a: Charge nette minimale disponible à l'aspiration (m).
(NPSH)_r: la charge nette minimale requise à l'aspiration (m).
P: Population de l'horizon considéré.
P₀: Population de l'horizon de référence.
Pa: Puissance absorbée par la pompe en (KW).
Pu: le prix unitaire de la conduite (DA/ml).
P%: Résidu maximal dans le réservoir (%).
P_{amo}: prix d'amortissement.
P_{exp}: prix d'exploitation.
Q: débit refoulé dans la conduite en (m³/s).
Q_{max,h}: Débit entrant dans la station (m³/h).
Q_{max,j}: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année (m³/j).
Q_{min,j}: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année (m³/j).
Q_{moy,j}: Consommation moyenne journalière des consommateurs en (m³/j).
Q_{max,j}: Consommation maximale journalière (m³/j).
Q_i: Dotation moyenne journalière des consommateurs en (l/j/cons).
Re: Nombre de Reynolds.
S: Section de la conduite.
SP: Station de pompage.

T: Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite.

T_p : Nombre d'heure de pompage (h).

t: Taux d'accroissement.

U₀ : Volume d'air initial.

U_{max} : Volume max du réservoir d'air.

U_{min} : Volume min du réservoir d'air.

V : Vitesse d'écoulement en (m/s).

V_{max} : Volume maximal de stockage (m³).

V_{tot} : Volume total du réservoir d'air (m³).

H : Pression dans le réservoir d'air.

H₀ : Pression absolue.

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

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

v: Viscosité cinématique de l'eau.

ρ : Masse volumique de l'eau.

η : Rendement de la pompe en % .

Sommaire

Introduction Générale.....	1
CHAPITRE I : Présentation du site et Estimation des besoins	
I.1. Présentation du site.....	2
I.1.1. Etendu du site	2
I.1.2. Historique et situation géographique de chaque commune.....	2
I.1.3. Situation topographique	3
I.1.4. Situation géologique et géotechnique	3
I.1.5. Situation climatologique	4
I.1.5.1. Climat	4
I.1.5.2. Température	4
I.1.5.3. pluviométrie	4
I.1.6. Population actuelle.....	5
I.2. Estimation des besoins.....	6
I.2.1. Evolution de la population	6
I.2.2. Détermination des besoins	7
I.3. Variation de la consommation journalière.....	9
I.3.1. consommation maximale journalière	9
I.3.2. consommation minimale journalière	9
I.4. Calcul de la consommation maximal horaire.....	10
I.5. Conclusion	16
CHAPITRE II : Les Réservoirs	
II.1. Capacité de réservoir	18
II.2. Classification des réservoirs	18
II.3. Méthode analytique.....	19
II.3.1. Détermination de la valeur de P	19
II.4. Méthode graphique	26
II.5. Conclusion	29
CHAPITRE III : Adduction	
III.1. Le schéma du réseau d'adduction	32
III.2. Choix du tracé.....	33
III.3. Choix du type de conduites	33
III.4. Étude techno-économique	33
III.5. Calcul de diamètre économique.....	34
III.6. Les pertes de charge	34
III.6.1. Les pertes de charge linéaires	34
III.6.2. Les pertes de charge singulières	36
III.6.3. Les pertes de charge totales	36
III.7. Détermination de la hauteur manométrique	36
III.8. Puissance absorbée par la pompe	36
III.9. Energie consommée par la pompe	37
III.10. Frais d'exploitation.....	37
III.11. Frais d'amortissement	37
III.12. Le bilan général.....	38
III.13. Etude de l'adduction par refoulement	39
III.14. Adduction gravitaire.....	43
III.15. Conclusion	48

CHAPITRE IV : Pompes et stations de pompage	
IV.1. INTRODUCTION.....	49
IV.2. Fonctionnement de la pompe	49
IV.3. Classification des pompes.....	49
IV.4. Les différents types de pompes centrifuges	49
IV.5. Couplage des pompes.....	50
IV.6. Choix du nombre et du type de pompes	50
IV.7. Choix des types de pompes pour les différentes stations.....	51
IV.7.1 station de pompage 1.....	52
IV.7.1.1. Réalisation du point de fonctionnement	53
IV.7.1.2 Vérification de la cavitation	55
IV.7.2. station de pompage 2.....	55
IV.7.2.1. Réalisation du point de fonctionnement	56
IV.7.2.2 Vérification de la cavitation	58
IV.7.3. station de pompage 3.....	59
IV.7.3.1. Réalisation du point de fonctionnement	60
IV.7.3.2 Vérification de la cavitation	62
IV.8. Conclusion	63
CHAPITRE V : Coup de bélier	
V.1. INTRODUCTION.....	64
V.2. Généralité sur le coup de bélier	64
V.2.1. Les cause du coup de bélier.....	64
V.2.2. Les conséquences du coup de bélier.....	64
V.3. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier.....	65
V.4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	66
V.4.1. Analyse physique du phénomène.....	68
V.4.2. Calcul du volume des réservoirs d'air.....	71
V.5. Conclusion.....	75
CHAPITRE VI : Accessoires et pose des conduites	
VI.1. INTRODUCTION.....	76
VI.2. Le rôle d'une ventouse à 3 fonctions	76
VI.2.1. Localisation.....	76
VI.2.2. Diamètres et pressions disponibles	76
VI.3. La protection des conduites contre la corrosion	77
VI.3.1. La corrosion externe.....	77
VI.3.2. La corrosion interne	77
VI.3.3. La lutte contre la corrosion.....	77
VI.4. La protection des conduites contre la poussée due à la pression de l'eau	77
VI.5. Les procédures de la pose des conduites.....	78
VI.6. Traversée d'oued.....	78
VI.7. Pose de canalisation en forte pente.....	79
VI.8. Croisement des conduites existantes	79
VI.9. Accessoires	79
VI.9.1. Vannes de sectionnement	80
VI.9.2. Vidange.....	81
VI.9.3. Clapet anti-retour	81
VI.9.4. Les organes de mesure	82
VI.10. Conclusion	83
Conclusion générale	84

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

« *De l'eau pour tous à tout moment et pour toujours* », c'est le but que les autorités ont fixé surtout en cette période où l'eau manque de plus en plus et les réserves varient considérablement au cours du temps. En effet, l'eau potable est une ressource limitée, coûteuse à produire et à distribuer. Par conséquent, il devient urgent de trouver des moyens d'économiser, de réutiliser et de recycler l'eau et surtout développer des méthodes et des technologies afin d'améliorer la gestion des ressources en eau.

L'adduction d'eau est une partie très importante dans le système d'alimentation en eau qui, lui-même est très important pour le développement d'une société. Il soutient l'économie et favorise le bien-être des individus.

L'Algérie, en tant que pays déficitaire, s'est engagée dans un vaste programme de valorisation des eaux non conventionnelles depuis quelques années. En effet le pays a fait des investissements énormes dans le cadre du dessalement de l'eau de mer. Il poursuit ses efforts dans la mobilisation et le traitement des eaux pluviales afin de promouvoir leur utilisation à des fins domestiques et agricoles.

La station de dessalement sera réalisée pour répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants conformément aux plans de développement national et aux souhaits des populations des communes côtières, tel que c'est le cas dans la willaya de Tizi-Ouzou.

C'est dans ce contexte que s'inscrit ce travail de mémoire de fin d'étude qui n'abordera qu'une partie du transfert à savoir l'adduction qui alimentera uniquement les communes (Mizrana, Tigzirt, Iflissen, Yakouren, Ait chafaa), à partir de la station de dessalement.

Notre travail se compose de six chapitres, et il sera mené comme suit:

En premier lieu, nous avons commencé par l'estimation des besoins en eau pour l'horizon de 2040 puis on a calculé les volumes des réservoirs.

En second lieu, nous avons entamé l'étude technico-économique pour déterminer les différents diamètres du réseau d'adduction ainsi que le système de pompage tout en prenant compte de l'aspect sécurité, pose et protection de ces derniers, et on terminera avec une conclusion générale.

Chapitre 1

Présentation du site et estimation des besoins.

I.1.PRESENTATION DU SITE :

INTRODUCTION :

Le but de ce chapitre est de mettre en évidence la situation de la zone d'étude du point de vue géographique, topographique, climatologique et géologique.

I.1.1.Etendu du site:

L'aire de la zone d'étude est définie comme la zone géographique et administrative englobant cinq (05) communes côtières dans la wilaya de TIZI-OUZOU (TIGZIRT, IFLISSEN, YAKOUREN, AIT CHAFAA, MIZRANA).

I.1.2.Historique et situation géographique de chaque commune:

a) **TIGZIRT** : le site actuel fut choisi par les phéniciens pour y créer un port, supposée construite entre 145 et 147 avant JC. Située au littoral à 40 km au nord de la ville de TIZI-OUZOU délimitée par IFLISEN à l'est, BOUDJIMA au sud, et MIZRANA à l'ouest. [1]

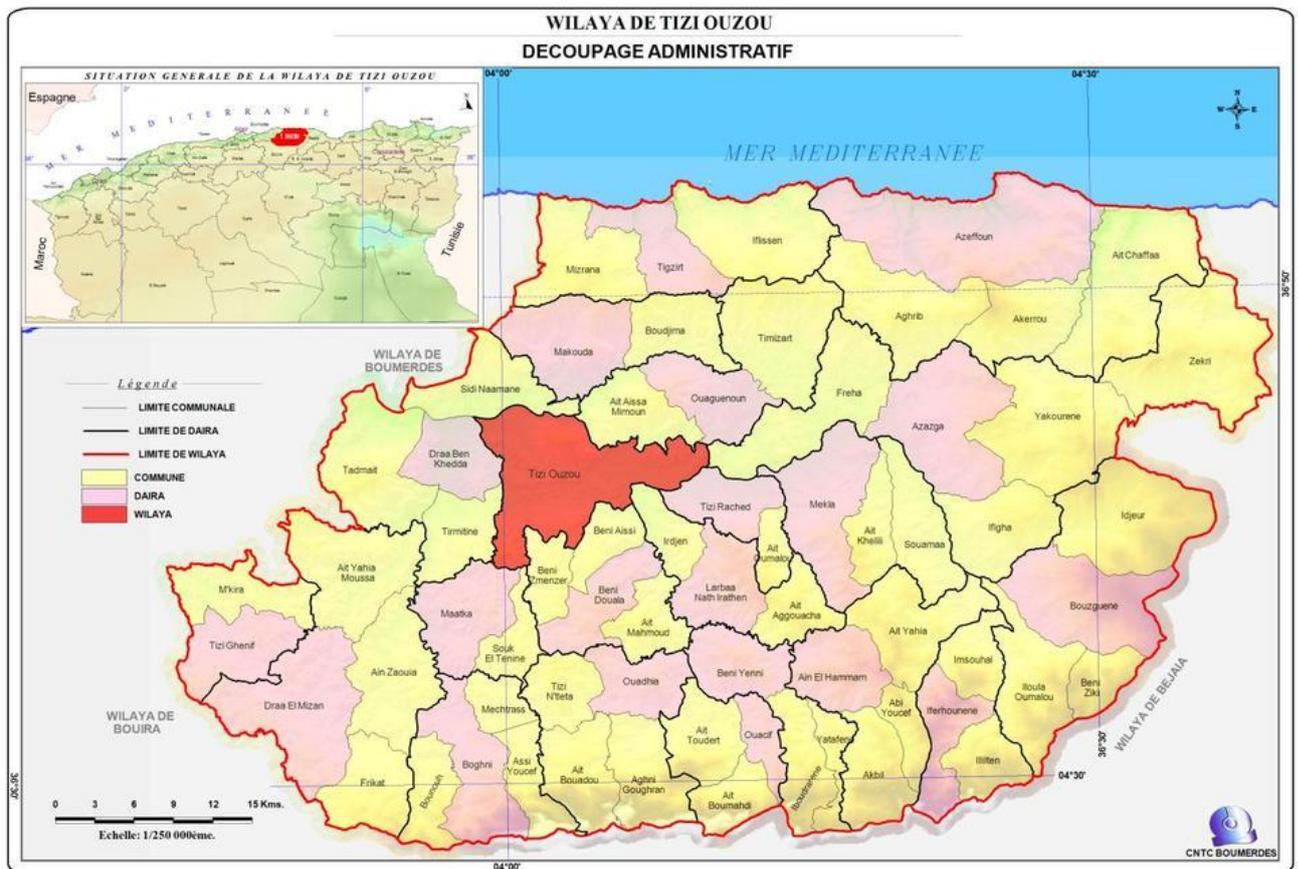
b) **IFLISSEN** : d'après la légende IFLISSEN était autrefois une région qui abritait de nombreux pirates de la mer méditerranée, d'où son appellation actuelle qui veut dire pirates en langue berbère. Située au littoral au nord de la wilaya de TIZI-OUZOU délimitée par AZEFFOUN à l'est, TIMIZART au sud, et TIGZIRT à l'ouest. [2]

c) **YAKOUREN** : son histoire est riche et remonte à l'antiquité mais peu connue, des ruines romaines ont été trouvées du côté d'AZROU, BOUGOUB, et à TAMGOUT. Située à 46 km à l'est de la ville de TIZI-OUZOU et à 11km à l'est d'AZZAZGA.[3]

d) **AIT CHAFAA**: située au nord-est de la wilaya de TIZI-OUZOU délimitée par ZEKRI à l'est, YAKOUREN au sud, et AZEFFOUN et AKERROU à l'ouest. [4]

e) **MIZRANA** : printemps 1825, la tribu des AIT OUAGUENOUN subit des représailles de la régence d'Alger pour s'être souvent rebellé contre cette dernière. La bataille a été dirigée contre le village d'AIT SAID, ce dernier étant le plus proche de la mer. Des historiens dénombrent 300 morts la plupart sont enterrés dans un cimetière toujours en vue au niveau du village, le lieu de l'ultime bataille est connu sous le nom de TABLAT U BAXIX c'est à dire le ROCHER DE L'HECATOMBE. Située au littoral au nord-est de la wilaya de TIZI-OUZOU délimitée par TIGZIRT à l'est, MAKOUDA au sud, et W.BOUMERDES à l'ouest. [5]

La figure (I-1) ci-dessous représente la localisation géographique des cinq communes :



La figure (I-1) : la localisation géographique des cinq communes.

I.1.3. Situation topographique:

La région étudiée se caractérise par son aspect montagneux dominant, du fait qu'elle fait partie du grand massif kabyle. L'altitude varie de 10m à 900m. Un relief accidenté, ponctué par des replats formant les sommets ou ligne de crête sur lesquels la majorité des villages sont implantés. On distingue de (02) catégories de pentes :

- _ Pentes moyennes fortes, allant de 0 jusqu'à 25 %
- _ Pentès très fortes dépassant parfois 25 %.

I.1.4. Situation géologique et géotechnique:

La lithologie des sols est représentée par une couche de remblais allant jusqu'à un mètre de profondeur suivie par des argiles compactes peu graveleuses parfois des petits blocs gréseux, suivie par des grés durs blanchâtres. Le tout repose sur des argiles schisteuses (argilites) friables grises à noirâtres en profondeur.

Le sol est dense, humide et moyennement saturé à saturé, classé dans la catégorie des argiles très plastiques.

Les analyses chimiques effectuées sur les échantillons prélevés n'ont pas révélés la présence de sulfate et de gypse ce qui implique que le sol n'est pas agressif.

Le sol est classé dans la catégorie S2 (sol ferme).

I.1.5.Situation climatologique :

I.1.5.1.Climat :

La combinaison des influences de la mer au nord, du relief et de l'altitude au sud de la zone du projet explique une légère variation du climat .Cette zone est caractérisée par un climat tempéré méditerranéen divisé en deux saisons, un hiver froid et pluvieux et un été chaud et sec; La saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de trois à quatre mois.

I.1.5.2.Température :

_ Température moyenne du mois le plus froid comprise entre -3°C et 18°C.

_ Température moyenne du mois le plus chaud dépasse 22°C.

Le site bénéficie d'un climat tempéré chaud, les précipitations sont plus importantes en hiver qu'en été. Les pluies sont moyennement abondantes et se concentre sur quelques mois de l'année.[6]

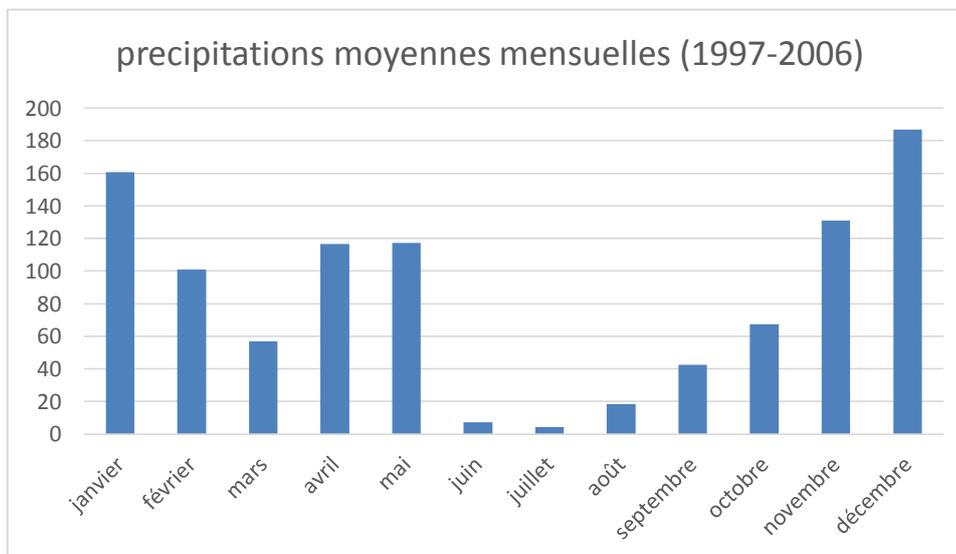
I.1.5.3.La pluviométrie :

Les valeurs des précipitations enregistrées au niveau de la station de Tizi-Ouzou au cours de la période (1997-2006) sont représentées dans le tableau suivant : [7]

Tableau (I-1) : Valeurs des précipitations moyennes mensuelles pour la période (1997-2006) [7]

mois	jan	fev	mar	avril	mai	juin	juillet	aout	sept	Oct	nov	dec
Pmoy (mm)	160.7	100.8	56.9	116.6	117.3	7.2	4.4	18.4	42.6	67.2	130.8	186.9

Le tableau précédent est représenté sous forme d'histogramme dans la figure (I.2) suivante:



La figure (I-2): Histogramme des variations moyennes mensuelles de la précipitation pour la période de 1997-2006.

I.1.6.Population actuelle: la population actuelle est représentée sur le tableau-1- suivant :

Tableau (I -2) : Population actuelle. [7]

Année	2020
COMMUNES	
TIGZIRT	14438
IFLISSEN	17246
MIZRANA	11748
YAKOUREN	21257
AIT CHAFAA	4227
TOTAL	68916

I.2. ESTIMATION DES BESOINS : INTRODUCTION :

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population. Le calcul des besoins, exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables tant que les critères, qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

En règle générale, les normes objectives résultent de l'adéquation des critères sociopolitiques et socioéconomiques.

Nous pouvons dire que l'évaluation des besoins en eau potable que nous citerons ci-après, nous permet de connaître la consommation journalière et de dimensionner les ouvrages hydrauliques nécessaires.

I.2.1. Evolution de la population:

L'estimation de la population future consiste à prendre en compte l'évolution de la population à long terme, soit sur une période de 20ans, qui est une moyenne en matière de durées de vie des canalisations.

$$P_n = P_0 \cdot (1 + t)^n \quad (I.1)$$

Avec :

P_n : Population pour l'horizon considéré.

P_0 : Population à l'année de référence.

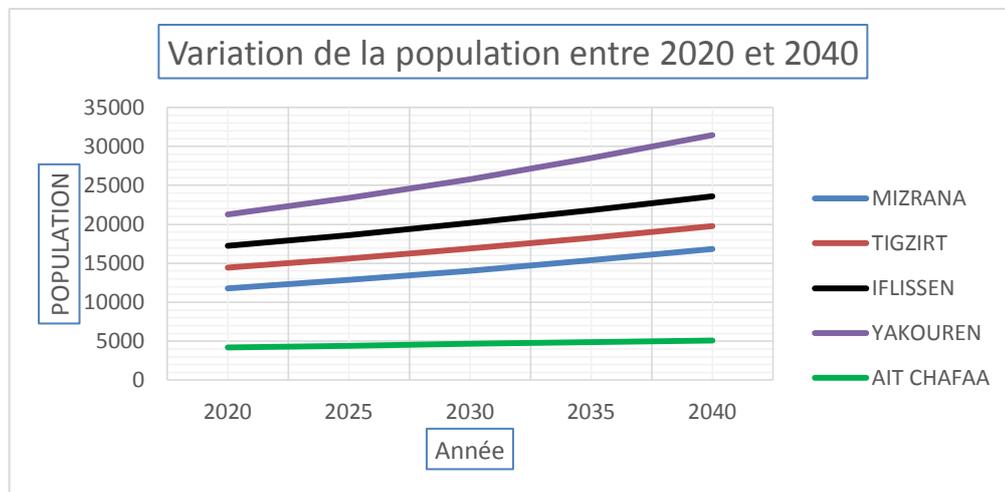
t : Taux d'accroissement annuel de la population (%). [7]

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

Tableau (I-3) : variation de la population des cinq communes. [7]

	Taux d'accroissement	2020	2025	2030	2035	2040
TIGZIRT	1.8	14438	15615	16888	18283	19793
IFLISSEN	1.6	17246	18640	20146	21810	23612
AIT CHAFAA	1.6	4227	4431	4645	4858	5080
MIZRANA	2	11748	12852	14061	15373	16807
YAKOUREN	0.9	21257	23420	25803	28489	31454
TOTAL		68916	74958	81543	88812	96746

La figure ci-dessous représente l'évolution de la population durant la période 2020-2040.



La figure (I-3) : évolution de la population durant la période 2020-2040.

I.2.2.Détermination des besoins:

Les besoins en eau sont très différents d'une région à l'autre. L'agriculture est l'activité la plus consommatrice d'eau, avant même l'industrie et surtout les besoins domestiques.

L'estimation des besoins futurs doit être envisagée pour une période dite raisonnable qui équivaut à 15 à 20 ans. Il est donc conseillé pour définir le niveau des consommateurs, d'effectuer une analyse détaillée des différents besoins unitaires c'est-à-dire :

- Besoins en eau brute permanent et saisonniers.
- Calcul du débit des fuites.

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

$$Q_{moy,j} = (Q_i \cdot N_i) / 1000 [m^3/j] \quad (I.2)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j .

Q_i : dotation journalière (pour différent usage).

N_i : nombre de consommateurs

Tableau (I-4) : Estimation des besoins des cinq communes.

Horizon	commune	population		dotation (l/j)		rendement(%)	besoin (m ³ /j)		perte (m ³ /j)		demande (m ³ /j)		total (m ³ /j)
		permanente	saisonnière	perm	sais		perm	sais	perm	sais	perm	sais	
2020	MIZRANA	11748	0	180	320	70	2115	0	634	0	2749	0	2749
	TIGZIRT	14438	6375	180	320	70	2599	2040	780	612	3378	2652	6030
	IFLISSEN	17246	750	180	320	70	3104	240	931	72	4036	312	4348
	YAKOUREN	21257	15250	180	320	70	3826	4880	1148	1464	4974	6344	11318
	AIT CHAFAA	4227	7000	180	320	70	761	2240	228	672	989	2912	3901
2025	MIZRANA	12852	0	180	320	75	2313	0	578	0	2892	0	2892
	TIGZIRT	15615	6375	180	320	75	2811	2040	703	510	3513	2550	6063
	IFLISSEN	18640	750	180	320	75	3355	240	839	60	4194	300	4494
	YAKOUREN	23420	15250	180	320	75	4216	4880	1054	1220	5270	6100	11370
	AIT CHAFAA	4431	7000	180	320	75	798	2240	199	560	997	2800	3797
2030	MIZRANA	14061	0	180	320	80	2531	0	506	0	3037	0	3037
	TIGZIRT	16888	6375	180	320	80	3040	2040	608	408	3648	2448	6096
	IFLISSEN	20146	750	180	320	80	3626	240	725	48	4352	288	4640
	YAKOUREN	25803	15250	180	320	80	4645	4880	929	976	5573	5856	11429
	AIT CHAFAA	4645	7000	180	320	80	836	2240	167	448	1003	2688	3691
2035	MIZRANA	15373	0	180	320	80	2767	0	553	0	3321	0	3321
	TIGZIRT	18283	6375	180	320	80	3291	2040	658	408	3949	2448	6397
	IFLISSEN	21810	750	180	320	80	3926	240	785	48	4711	288	4999
	YAKOUREN	28489	15250	180	320	80	5128	4880	1026	976	6154	5856	12010
	AIT CHAFAA	4858	7000	180	320	80	874	2240	175	448	1049	2688	3737
2040	MIZRANA	16807	0	180	320	80	3025	0	605	0	3630	0	3630
	TIGZIRT	19793	6375	180	320	80	3563	2040	713	408	4275	2448	6723
	IFLISSEN	23612	750	180	320	80	4250	240	850	48	5100	288	5388
	YAKOUREN	31454	15250	180	320	80	5662	4880	1132	976	6794	5856	12650
	AIT CHAFAA	5080	7000	180	320	80	914	2240	183	448	1097	2688	3785

I.3. Variations de la consommation journalière:

I.3.1 Consommation maximale journalière:

Pour prévoir une évolution de la consommation, on devra tenir compte des extensions prévues de l'agglomération et du développement progressif de la consommation individuelle ce débit caractérise la consommation maximale d'eau du jour le plus chargé de l'année, il se calcule par la relation suivante :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (\text{I.3})$$

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m³/j) ;

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier (m³/j) ;

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximale il nous indique combien de fois le débit maximal de la journée dépasse le débit moyen de la journée, il varie entre 1.1 et 1.3 ;

Pour cette étude, on prend : $K_{\max,j} = 1.2$.

I.3.2 Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{\min,j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière, il se calcule par la relation suivante :

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (\text{I.4})$$

$K_{\min,j}$: Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière, il varie entre 0.7 et 0.9, Pour cette étude, on prend $K_{\min,j} = 0.8$

Les résultats sont représentés dans le tableau I.5:

Tableau (I-5) : Calcul des consommations maximales et minimales journalières à l'horizon 2040.

Commune	$Q_{\text{moy},j}$ [m ³ /j]	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ [m ³ /j]	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ [m ³ /j]
MIZRANA	3630	0,8	2904,274933	1,2	4356,412399
TIGZIRT	6723	0,8	5378,659343	1,2	8067,989015
IFLISSEN	5388	0,8	4310,4891	1,2	6465,73365
YAKOUREN	12650	0,8	10120,00161	1,2	15180,00241
AIT CHAFAA	3785	0,8	3028,292055	1,2	4542,438083

I.4.Calcul de la consommation maximal horaire:

Le débit maximal subit des variations horaires caractérisées par les coefficients de variations horaires $K_{max,h}$. Le débit de pointe représente la consommation d'eau maximale de l'heure la plus chargée de la journée, donné par :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{max,j} \quad (I.5)$$

$Q_{max,h}$: débit max horaire (m³/h).

La valeur de $K_{max,h}$ dépend de α_{max} et β_{max} :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (I.6)$$

α_{max} : coefficient qui dépend de niveau de vie de la population et du confort, il varie entre 1.2 et 1.4 (on prend $\alpha_{max} = 1.3$) ;

β_{max} : coefficient qui dépend de nombre d'habitants Les valeurs de β_{max} donné par le tableau I.6 suivant en fonction de nombre d'habitants :

Tableau (I -6) : les valeurs de β_{max} en fonction de nombre d'habitants.

HABITANT	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1	1,03

Dans notre cas β_{max} sera déterminé par interpolation :

Tableau (I-7) : Les valeurs de β_{max} et de $K_{max,h}$ pour chaque communes :

Commune (population)	β_{max}	$K_{max,h}$ (en prend)
MIZRANA (16807 hab)	1.23	1.599 (1.5)
TIGZIRT (19793 hab)	1.2	1.56 (1.5)
IFLISSEN (23612 hab)	1.18	1.534 (1.5)
YAKOUREN (31454 hab)	1.15	1.495 (1.5)
AIT CHAFAA (5080 hab)	1.45	1.885 (1.9)

Nous choisissons le type de régime de consommation de notre agglomération d'après les résultats expérimentaux présentés sous forme de tableau (voir annexe I). Nous obtenons la répartition de Q_{\max}/j sur les 24 heures :

Alors :

$$Q_h = \frac{P\%}{100} * Q_{\max j} \quad (I.7)$$

P% : Pourcentage du régime de consommation horaire ;

Q_{\max}/j : Débit max. journalier (m³/j);

Q_h : Débit horaire (m³/h).

Tableau (I-8) : Répartition de la consommation horaire de la ville de Mizrana :

Heures	Coefficients de consommation (%)	consommation (m ³ /h)
0-1	1,50	65,35
1-2	1,50	65,35
2-3	1,50	65,35
3-4	1,50	65,35
4-5	2,50	108,91
5-6	3,50	152,47
6-7	4,50	196,04
7-8	5,50	239,60
8-9	6,25	272,28
9-10	6,25	272,28
10-11	6,25	272,28
11-12	6,25	272,28
12-13	5,00	217,82
13-14	5,00	217,82
14-15	5,50	239,60
15-16	6,00	261,38
16-17	6,00	261,38
17-18	5,50	239,60
18-19	5,00	217,82
19-20	4,50	196,04
20-21	4,00	174,26
21-22	3,00	130,69
22-23	2,00	87,13
23-24	1,50	65,35
Total	100	4356,41

Tableau (I-9) : Répartition de la consommation horaire de la ville de TIGZIRT :

Heures	Coefficients de consommation (%)	consommation (m3/h)
0-1	1,50	121,02
1-2	1,50	121,02
2-3	1,50	121,02
3-4	1,50	121,02
4-5	2,50	201,70
5-6	3,50	282,38
6-7	4,50	363,06
7-8	5,50	443,74
8-9	6,25	504,25
9-10	6,25	504,25
10-11	6,25	504,25
11-12	6,25	504,25
12-13	5,00	403,40
13-14	5,00	403,40
14-15	5,50	443,74
15-16	6,00	484,08
16-17	6,00	484,08
17-18	5,50	443,74
18-19	5,00	403,40
19-20	4,50	363,06
20-21	4,00	322,72
21-22	3,00	242,04
22-23	2,00	161,36
23-24	1,50	121,02
Total	100	8067,99

Tableau (I-10) : Répartition de la consommation horaire de la ville d'IFLISSEN :

Heures	Coefficients de consommation (%)	consommation (m3/h)
0-1	1,50	96,99
1-2	1,50	96,99
2-3	1,50	96,99
3-4	1,50	96,99
4-5	2,50	161,64
5-6	3,50	226,30
6-7	4,50	290,96
7-8	5,50	355,62
8-9	6,25	404,11
9-10	6,25	404,11
10-11	6,25	404,11
11-12	6,25	404,11
12-13	5,00	323,29
13-14	5,00	323,29
14-15	5,50	355,62
15-16	6,00	387,94
16-17	6,00	387,94
17-18	5,50	355,62
18-19	5,00	323,29
19-20	4,50	290,96
20-21	4,00	258,63
21-22	3,00	193,97
22-23	2,00	129,31
23-24	1,50	96,99
Total	100	6465,73

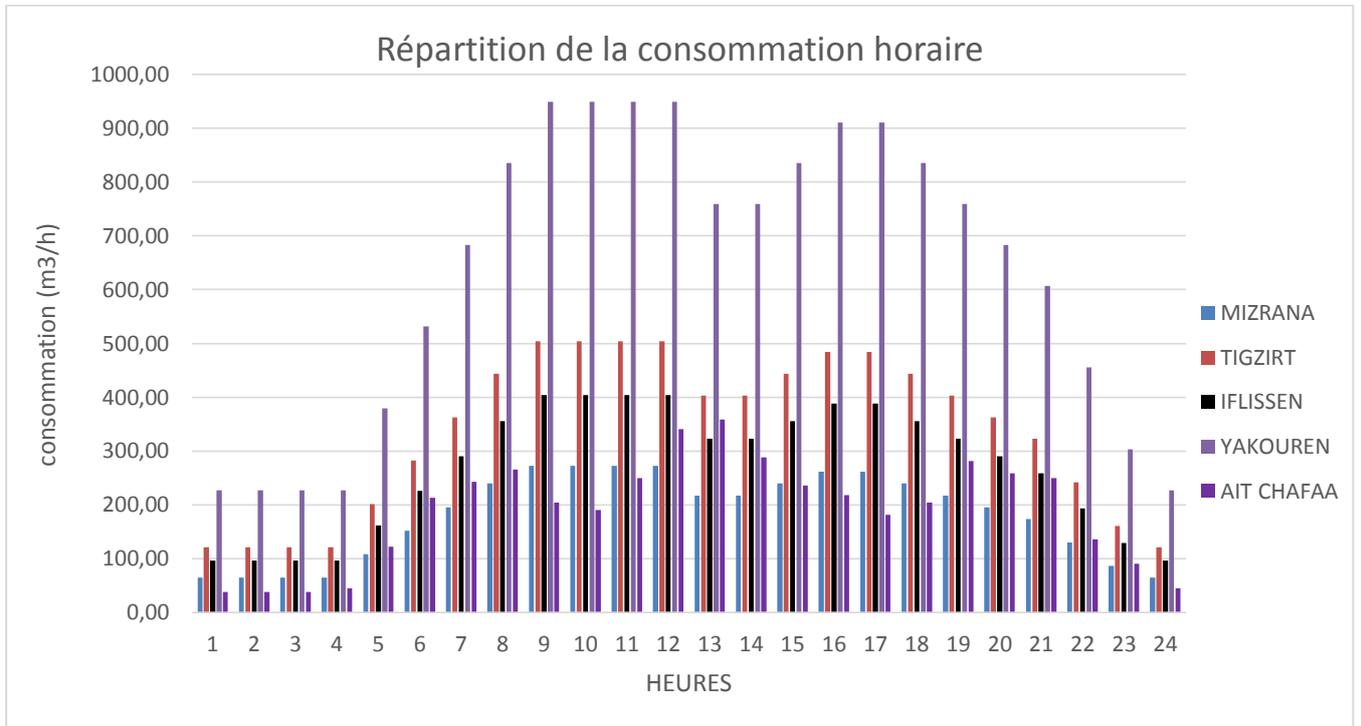
Tableau (I-11) : Répartition de la consommation horaire de la ville de YAKOUREN :

Heures	Coefficients de consommation (%)	consommation (m3/h)
0-1	1,50	227,70
1-2	1,50	227,70
2-3	1,50	227,70
3-4	1,50	227,70
4-5	2,50	379,50
5-6	3,50	531,30
6-7	4,50	683,10
7-8	5,50	834,90
8-9	6,25	948,75
9-10	6,25	948,75
10-11	6,25	948,75
11-12	6,25	948,75
12-13	5,00	759,00
13-14	5,00	759,00
14-15	5,50	834,90
15-16	6,00	910,80
16-17	6,00	910,80
17-18	5,50	834,90
18-19	5,00	759,00
19-20	4,50	683,10
20-21	4,00	607,20
21-22	3,00	455,40
22-23	2,00	303,60
23-24	1,50	227,70
Total	100	15180

Tableau (I-12) : Répartition de la consommation horaire de la ville d'AIT CHAFAA :

Heures	Coefficients de consommation (%)	consommation (m3/h)
0-1	0,85	38,61
1-2	0,85	38,61
2-3	0,85	38,61
3-4	1,00	45,42
4-5	2,70	122,65
5-6	4,70	213,49
6-7	5,35	243,02
7-8	5,85	265,73
8-9	4,50	204,41
9-10	4,20	190,78
10-11	5,50	249,83
11-12	7,50	340,68
12-13	7,90	358,85
13-14	6,35	288,44
14-15	5,20	236,21
15-16	4,80	218,04
16-17	4,00	181,70
17-18	4,50	204,41
18-19	6,20	281,63
19-20	5,70	258,92
20-21	5,50	249,83
21-22	3,00	136,27
22-23	2,00	90,85
23-24	1,00	45,42
Total	100	4542,44

La figure ci-dessous représente Répartition de la consommation horaire des cinq communes :



La figure (I-4): Répartition de la consommation horaire des cinq communes.

I.5. Conclusion:

A la fin de ce chapitre, on a ressorti quelques points nécessaires basés essentiellement sur la situation topographique. Ces données présentent l'avantage d'avoir une approche globale, y compris l'inter wilaya qui permet de prendre en compte certains phénomènes comme les flux migratoires.

Ces données vont nous aider à garantir une meilleure projection du nouveau système d'alimentation en eau potable des cinq communes pour renforcer la source actuelle qui est le barrage TAKSEBT.

Dans un second temps, on a pu définir les besoins en eau potable à l'horizon 2040 pour les cinq communes alimentés à partir de la station de dessalement d'eau de mer de Tizirt, et cela après un important travail de collecte de données sur les caractéristiques de la population.

Chapitre 2

Réservoirs

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques aménagés pour stocker de l'eau. Ils sont placés généralement sur des sommets géographiques pour permettre la distribution de l'eau sous pression.

L'entreposage de l'eau dans un réservoir joue un rôle tampon entre le débit demandé par les abonnés et le débit fourni par la station de pompage. Il permet ainsi d'éviter de démarrer trop souvent les pompes et de les protéger.

Le réservoir emmagasine l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et la restitue quand elle est supérieure à la production.

Le réservoir permet également de:

- Assurer une pression suffisante et régulière dans le réseau.
- Maintenir l'eau à l'abri de la pollution et des variations de température.
- Ne pas interrompre la distribution suite à un arrêt de pompage ou incident sur la conduite de refoulement.
- Stocker la réserve d'incendie.

II.1. Capacité de réservoir :

Le volume pompé au réservoir repose sur une répartition des débits de distribution qui peut différer d'une agglomération à une autre. Comme il est très difficile, à moins d'être en mesure d'avoir à sa disposition une statistique bien complète, de connaître avec précision les modalités de la distribution, il est conseillé, en alimentation urbaine et pour réserver l'avenir sans, pour autant, exagérer le temps de stagnation de l'eau dans la cuve, de se rapprocher d'une capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée éventuellement de la réserve d'incendie, d'une part, et d'autre part, il dépend du mot de pompage utilisé qui se fait d'une manière constante sur toutes les heures du jour. La hauteur de l'eau dans la cuve est prise souvent égale à 4m en moyenne.

Le calcul de la capacité du réservoir peut se faire par deux méthodes analytique et graphique:

II.2. Classification des réservoirs:

Les réservoirs sont classés selon différents critères tels que [5] :

a) La position du réservoir par rapport au sol

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés.

b) La forme de la cuve

- Réservoirs cylindriques.
- Réservoirs rectangulaires.
- Réservoirs sphériques.

c) La nature des matériaux

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.

-Les réservoirs en béton armé.

e) Selon la complexité de la construction

- Réservoirs simples.
- Réservoirs multiples.
- Réservoirs superposés.
- Réservoirs superposés et multiples.

II.3. Méthodes analytiques :

Le volume de réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V = \frac{P' \% Q_{max,j}}{100} \quad (II.1)$$

V : volume de réservoir maximal (m³).

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

P' % : résidu dans le réservoir %.(P' % = IP' + maxI + IP' - minI).

II.3.1 Détermination de la valeur de P :

-Nous avons déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire K_{max,h} qui correspondent à chaque population desservie (chapitre I).

-Le tableau de distribution du débit journalier nous permet de répartir la consommation maximale journalière sur 24 heures.

-On répartit le débit de pompage qui se fait sur 20 heures tout au long du jour.

- On détermine la différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation. La différence est reportée dans une colonne des surplus et des déficits selon son signe.

-On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure, la somme entre la valeur maximale et la valeur minimale, en valeur absolue, sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P(\%) = |P_{max} + | + |P_{min} - | \quad (IV.2)$$

Tableau (II.1) : Capacité du réservoir Agouni Goughran (Rag) alimentant MIZRANA par la méthode analytique :

Heure	Apport (%)	Consommation totale	Surplus %	Déficit %	Résidus dans le réservoir
0-1	-	1.5		1.5	-1.5
1-2	-	1.5		1.5	-3
2-3	-	1.5		1.5	-4.5
3-4	-	1.5		1.5	-6
4-5	5	2.5	2.5		-3.5
5-6	5	3.5	1.5		-2
6-7	5	4.5	0.5		-1.5
7-8	5	5.5		0.5	-2
8-9	5	6.25		1.25	-3.25
9-10	5	6.25		1.25	-4.5
10-11	5	6.25		1.25	-5.75
11-12	5	6.25		1.25	-7
12-13	5	5		0	-7
13-14	5	5		0	-7
14-15	5	5.5		0.5	-7.5
15-16	5	6		1	-8.5
16-17	5	6		1	-9.5
17-18	5	5.5		0.5	-10
18-19	5	5		0	-10
19-20	5	4.5	0.5		-9.5
20-21	5	4	1		-8.5
21-22	5	3	2		-6.5
22-23	5	2	3		-3.5
23-24	5	1.5	3.5		0
Total	100	100			

Du tableau (II.1) :

$$P'\% = |-10| = 10\%$$

$$V = P'\% \times Q_{\max.j} / 100$$

$$V = 10 \times 4356.41 / 100$$

$$V = 1154.45 \text{ m}^3$$

Donc :

$$V_t = V + V_{inc.}$$

$$V_t = 435.641 + 120$$

$$V_t = 555.64 \text{ m}^3 \text{ on prend : } V_r = 556 \text{ M}^3.$$

•Les dimensions de réservoir :

Consiste à calculer le diamètre et la Hauteur de réservoir, généralement on prend : $H=4\text{m}$

$$D = \sqrt{4 * V_t / H * \pi}$$

D'où :

VOLUME (m ³)	LA HAUTEUR (m)	LE DIAMETRE (m)
556	4	13.3

Tableau (II.2) : Capacité du réservoir Tête Tleta (Rtt) alimentant TIGZIRT ET IFFLISEN par la méthode analytique

Heure	Apport (%)	Consommation totale	Surplus %	Déficit %	Résidu dans le réservoir
0-1	-	1.5		1.5	-1.5
1-2	-	1.5		1.5	-3
2-3	-	1.5		1.5	-4.5
3-4	-	1.5		1.5	-6
4-5	5	2.5	2.5		-3.5
5-6	5	3.5	1.5		-2
6-7	5	4.5	0.5		-1.5
7-8	5	5.5		0.5	-2
8-9	5	6.25		1.25	-3.25
9-10	5	6.25		1.25	-4.5
10-11	5	6.25		1.25	-5.75
11-12	5	6.25		1.25	-7
12-13	5	5		0	-7
13-14	5	5		0	-7
14-15	5	5.5		0.5	-7.5
15-16	5	6		1	-8.5
16-17	5	6		1	-9.5
17-18	5	5.5		0.5	-10
18-19	5	5		0	-10
19-20	5	4.5	0.5		-9.5
20-21	5	4	1		-8.5
21-22	5	3	2		-6.5
22-23	5	2	3		-3.5
23-24	5	1.5	3.5		0
Total	100	100			

Du tableau (II.2) :

$$P'\% = |-10| = 10\%$$

$$V = P'\% \times Q_{\max.j} / 100$$

$$V = 10 \times 14533.72 / 100$$

$$V = 1453.372 \text{ m}^3$$

Donc :

$$V_t = V + V_{\text{inc}}$$

$$V_t = 1453.372 + 120$$

$$V_t = 1573.372 \text{ m}^3 \text{ on prend : } V_r = 1574 \text{ M}^3.$$

•Les dimensions de réservoir :

Consiste à calculer le diamètre et la Hauteur de réservoir, généralement on prend : $H=4\text{m}$

$$D = \sqrt{4 * V_t / H * \pi}$$

D'où :

VOLUME	LA HAUTEUR (m)	LE DIAMETRE (m)
1574	4	22.4

Tableau (II.3) : Capacité du réservoir (Ry) alimentant YAKKOUREN par la méthode analytique

Heure	Apport (%)	Consommation totale	Surplus %	Déficit %	Résidus dans le réservoir
0-1	-	1.5		1.5	-1.5
1-2	-	1.5		1.5	-3
2-3	-	1.5		1.5	-4.5
3-4	-	1.5		1.5	-6
4-5	5	2.5	2.5		-3.5
5-6	5	3.5	1.5		-2
6-7	5	4.5	0.5		-1.5
7-8	5	5.5		0.5	-2
8-9	5	6.25		1.25	-3.25
9-10	5	6.25		1.25	-4.5
10-11	5	6.25		1.25	-5.75
11-12	5	6.25		1.25	-7
12-13	5	5		0	-7
13-14	5	5		0	-7
14-15	5	5.5		0.5	-7.5
15-16	5	6		1	-8.5
16-17	5	6		1	-9.5
17-18	5	5.5		0.5	-10
18-19	5	5		0	-10
19-20	5	4.5	0.5		-9.5
20-21	5	4	1		-8.5
21-22	5	3	2		-6.5
22-23	5	2	3		-3.5
23-24	5	1.5	3.5		0
Total	100	100			

Du tableau (II.3) :

$$P'\% = |-10| = 10\%$$

$$V = P'\% \times Q_{\max.j} / 100$$

$$V = 10 \times 15180 / 100$$

$$V = 1518 \text{ m}^3$$

Tableau (II.4) : Capacité du réservoir (Ra) alimentant AIT CHAFAA par la méthode analytique

Heure	Apport (%)	Consommation totale	Surplus %	Déficit %	Résidu dans le réservoir
0-1	-	0.85		0.85	-0.85
1-2	-	0.85		0.85	-1.7
2-3	-	0.85		0.85	-2.55
3-4	-	1		1	-3.55
4-5	5	2.7	2.3		-1.25
5-6	5	4.7	0.3		-0.95
6-7	5	5.35		0.35	-1.3
7-8	5	5.85		0.85	-2.15
8-9	5	4.5	0.5		-1.65
9-10	5	4.2	0.8		-0.85
10-11	5	5.5		0.5	-1.35
11-12	5	7.5		2.5	-3.85
12-13	5	7.9		2.9	-6.75
13-14	5	6.35		1.35	-8.1
14-15	5	5.2		0.2	-8.3
15-16	5	4.8	0.2		-8.1
16-17	5	4	1		-7.1
17-18	5	4.5	0.5		-6.6
18-19	5	6.2		1.2	-7.8
19-20	5	5.7		0.7	-8.5
20-21	5	5.5		0.5	-10
21-22	5	3	2		-8
22-23	5	2	3		-5
23-24	5	1	4		-1
Total	100	100			

Du tableau (II.4) :

$$P'\% = |-10| = 10\%$$

$$V = P'\% \times Q_{\max.j} / 100$$

$$V = 10 \times 4542.44 / 100$$

$$V = 454.244 \text{ m}^3$$

Donc la capacité du réservoir Ighil n Ath Djennad qui alimentera les deux communes (YAKKOUREN et AIT CHAFAA) sera :

$$V_t = V(Ry) + V(Ra) + V_{inc}$$

$$V_t = 1518 + 454.244 + 240$$

$$V_t = 2212.244 \text{ m}^3. \quad \text{On prend alors } V_t = 2213 \text{ m}^3$$

• **Les dimensions de réservoir :**

Consiste à calculer le diamètre et la Hauteur de réservoir, généralement on prend : $H=4\text{m}$

$$D = \sqrt{4 * V_t / H * \pi}$$

D'où :

VOLUME	LA HAUTEUR (m)	LE DIAMETRE (m)
2213	4	26.5

II.4. Méthodes graphiques :

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale, et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage.

On trace sur le même graphe, les courbes cumulées des débits d'apport et de consommation en fonction du temps.

Le résidu dans le réservoir $P'\%$ est obtenu en sommant, en valeur absolue, les écarts des deux extrêmes de la courbe de distribution cumulée par rapport à la courbe d'apport cumulés.

$$|\Delta v_1| + |\Delta v_2| = P'\% \quad (\text{II.3})$$

Remarque :

Une fois que $P'\%$ est déterminé graphiquement, la suite du calcul sera la même que la méthode analytique

Exemple pour le premier réservoir Agouni Goughran (Rag) alimentant MIZRANA par la méthode graphique :

Tableau(II.5) : Capacité du réservoir Agouni Goughran (Rag) alimentant MIZRANA par la méthode graphique :

Heure	Apport (%)	Apport cumulé (%)	Consommation (%)	Consommation cumulé (%)
0-1	-	0	1.5	1.5
1-2	-	0	1.5	3
2-3	-	0	1.5	4,5
3-4	-	0	1.5	6
4-5	5	5	2.5	8,5
5-6	5	10	3.5	12
6-7	5	15	4.5	16,5
7-8	5	20	5.5	22
8-9	5	25	6.25	28,25
9-10	5	30	6.25	34,5
10-11	5	35	6.25	40,75
11-12	5	40	6.25	47
12-13	5	45	5	52
13-14	5	50	5	57
14-15	5	55	5.5	62,5
15-16	5	60	6	68,5
16-17	5	65	6	74,5
17-18	5	70	5.5	80
18-19	5	75	5	85
19-20	5	80	4.5	89,5
20-21	5	85	4	93,5
21-22	5	90	3	96,5
22-23	5	95	2	98,5
23-24	5	100	1.5	100

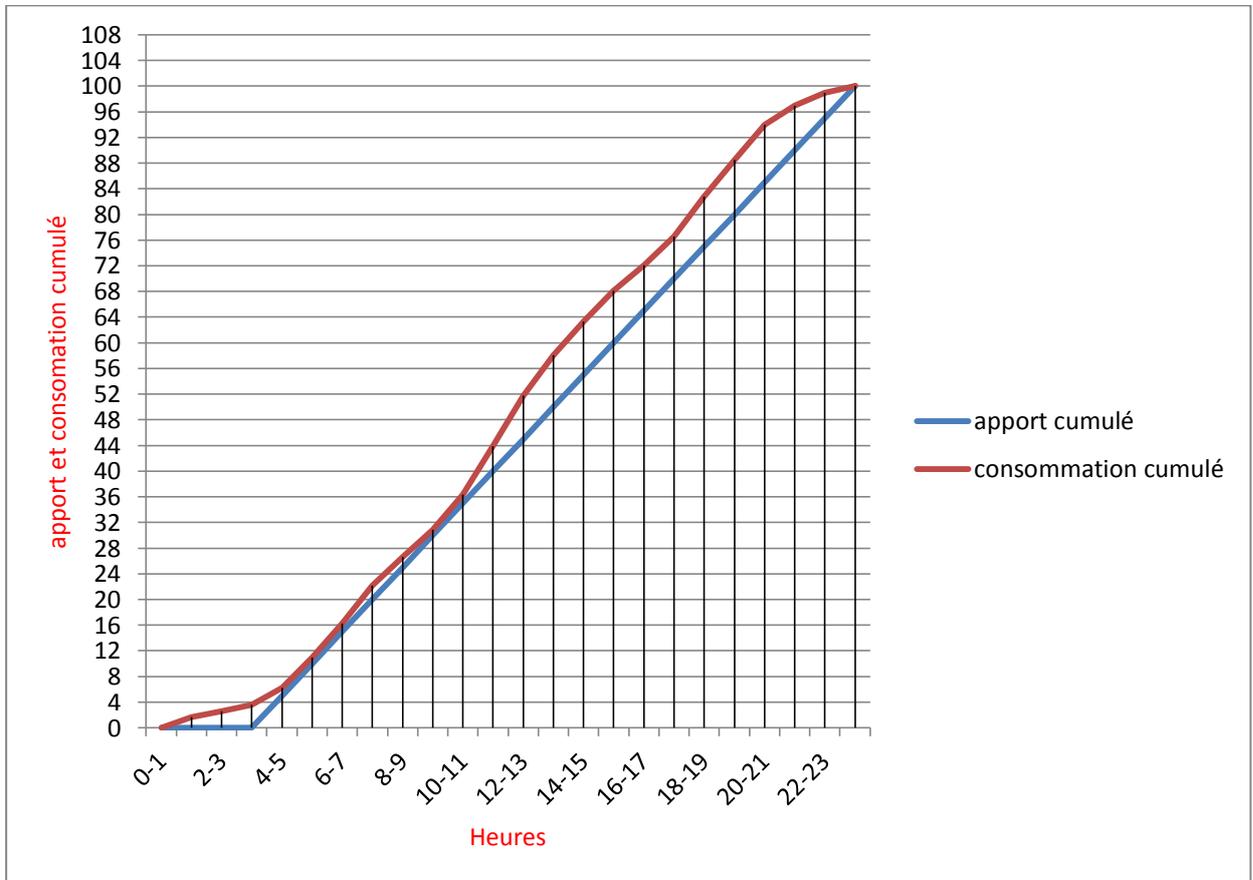


Figure (II.1) : capacité de réservoir Agouni Gueghran (Rag) alimentant MIZRANA par la méthode graphique.

Le P% est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extrémités de la courbe de consommation cumulée par rapport à la courbe de l'apport cumulé :

$$P\% = 10\% \text{ qui nous donne } V \text{ totale} = 556 \text{ M}^3.$$

II.5. Conclusion:

Les capacités des réservoirs déterminées dans ce chapitre, nous permet d'assurer l'alimentation en eau potable des cinq communes.

Tableau (II.9) : Récapitulation des résultats:

Commune	Mizrana	Tigzirt	Iflissen	Yakouren	Ait-chafaa
Réservoir	Agouni Goughran	Tête Tleta		Ighil n Ath Djennad	
Capacité (m³)	556	1574		2213	
Diamètre(m)	13.3	22.4		26.5	

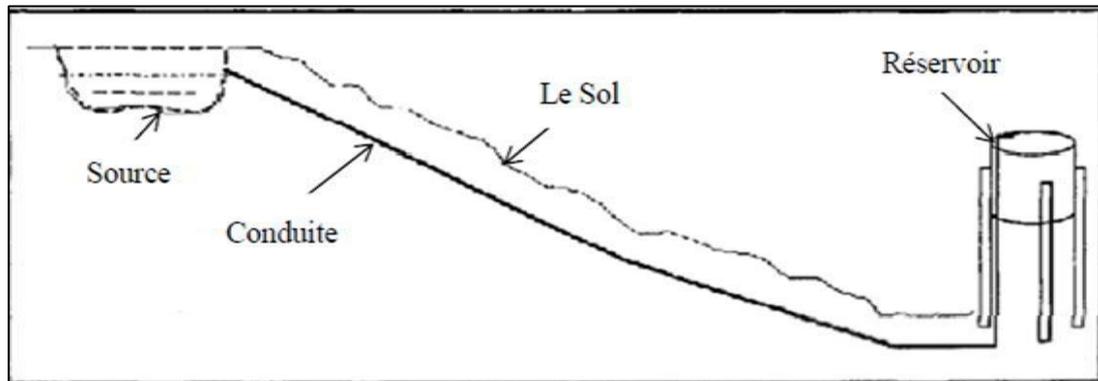
Chapitre 3

Adduction

Introduction :

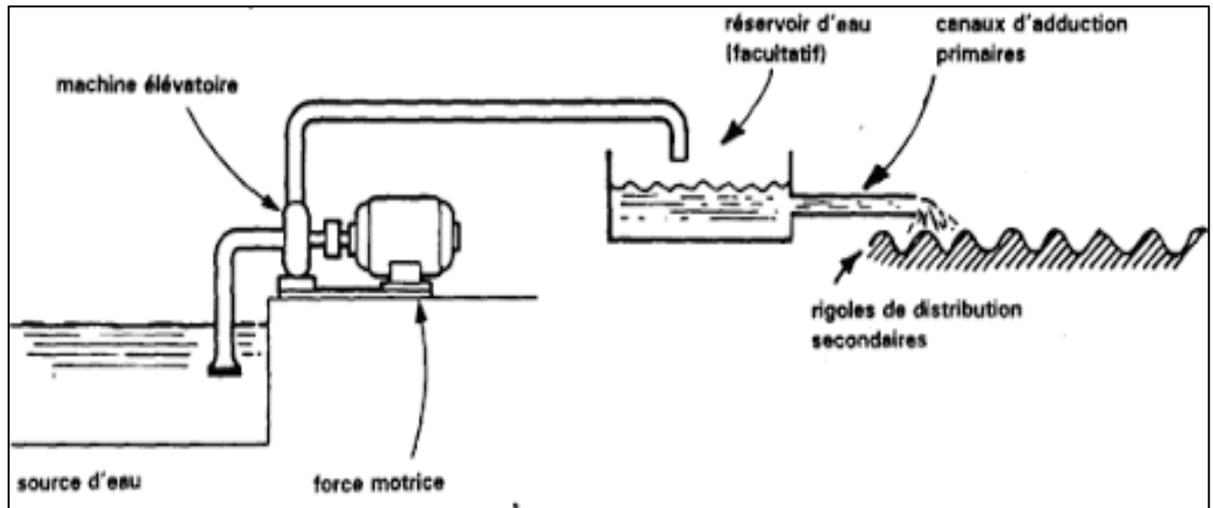
L'adduction est le transport des eaux depuis les zones de captage vers les réservoirs de stockage ou de distribution. L'adduction des eaux potables peut être classée comme suit :

- **Adduction gravitaire** : quand la source est située à un niveau supérieur à celui du réservoir d'accumulation, ce mode d'adduction utilise la gravité.



Figure(III.1) : adduction gravitaire.

- **Adduction par refoulement** : quand la source est située à un niveau inférieur du réservoir d'accumulation. Ici on fait appel à une source d'énergie.



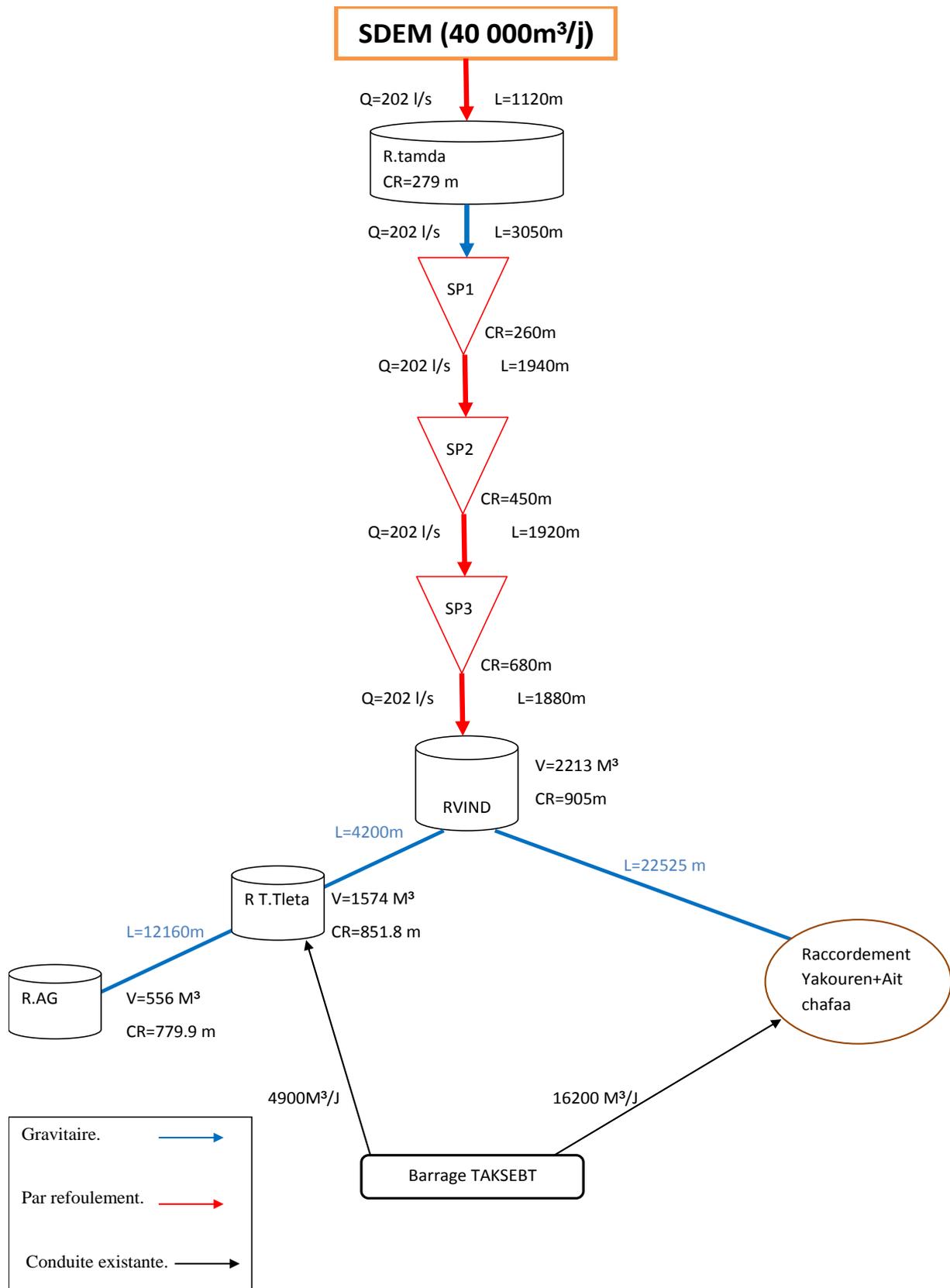
Figure(III.2) : adduction par refoulement.

- Parfois on utilise les deux modes d'adduction, gravitaire et refoulement (mixte).

Dans cette étude, nous allons dimensionner 08 tronçons d'adduction:

1. Le premier : Adduction par refoulement, de la SDEM (station de dessalement des eaux de mer) vers le réservoir TAMDA.
2. Le deuxième tronçon : Adduction gravitaire, du réservoir TAMDA vers la SP1.
3. Le troisième tronçon : Adduction par refoulement (SP1 vers SP2).
4. Le quatrième tronçon : Adduction par refoulement (SP2 vers SP3).
5. Le cinquième tronçon : Adduction par refoulement, de la SP3 vers réservoir Ighil n Ath Djennad.
6. Le sixième tronçon : Adduction gravitaire, réservoir Ighil n Ath Djennad vers raccordement Yakouren.
7. Le septième tronçon : Adduction gravitaire, réservoir Ighil n Ath Djennad vers raccordement du réservoir T.tleta.
8. Le huitième tronçon : Adduction gravitaire, du raccordement du réservoir Tête Tleta vers le réservoir Agouni Goughrane.

III.1. Le schéma du réseau d'adduction:



III.2. Choix du tracé :

Le choix du tracé est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre-pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible
- Éviter les traversées d'Oueds, les routes, les voies ferrées autant que possible.

III.3. Choix du type de conduites:

Une conduite est constituée d'un ensemble de tuyaux assemblés les uns aux autres. Ces derniers peuvent être :

- Métalliques : fonte ductile, fonte grise, acier soudable ;
- À base de ciment : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint ;
- En matière thermoplastique (PVC, PEHD...).

Les critères à respecter pour faire le choix du type des conduites sont :

- Le diamètre économique ;
- La pression de l'eau ;
- Les pertes de charge ;
- La nature du terrain ;
- Le prix et la disponibilité sur le marché ;
- Les caractéristiques de pose.

Dans notre projet, l'acier répond aux objectifs recherchés, notamment :

- Disponibilité sur le marché national ;
- Meilleures résistances aux contraintes (chocs, écrasement, déplacement du terrain) ;
- Commodité de pose pour leur flexibilité ;
- Longue durée de vie, à condition qu'elle soit protégée.

III.4. Étude techno-économique:

Elle consiste à étudier le choix le plus économique pour le diamètre de la conduite, le choix de cette dernière repose sur deux critères :

- Techniquement, le diamètre de la conduite doit pouvoir faire transiter le plus grand débit à des vitesses acceptables, en assurant une pression de service compatible avec la résistance de la conduite.

- Les frais d'investissement (frais d'exploitation et/ou les frais d'amortissements) sont proportionnels aux diamètres des conduites.

Pour le calcul d'une conduite, quatre paramètres interviennent :

- Le débit : Q (m³/s)
- La vitesse : v (m/s)
- La perte de charge unitaire : j (m)
- Le diamètre : D (m)

III.5. Calcul de diamètre économique :

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

- **Formule de Jacques BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \text{ (m)} \quad (\text{III.1})$$

- **Formule de Charles BRESS :**

$$D = 1.5 \sqrt{Q} \text{ (m)} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

D : diamètre de la conduite en (m) ;

Q : débit transitant par la conduite (m³ /s).

Ces deux relations nous donnent une approche du dernier diamètre économique, plusieurs diamètres normaliser seront fixés, une autre étude portera sur ces derniers. Le diamètre économique de la conduite correspondra au cout minimal des frais d'exploitations plus les frais d'amortissements.

III.6. Les pertes de charge :

Les parois de la conduite de refoulement exercent une friction sur l'eau. Cette friction entraîne une perte de charge, c'est-à-dire, qu'elle réduit considérablement le rendement. La perte de charge est liée à la longueur de la conduite, à son diamètre ainsi qu'aux singularités (vannes, coudes, tés, clapet et raccords) utilisées lors de l'installation. Elles se présentent sous deux formes :

- Pertes de charge linéaire.
- Pertes de charge singulières.

III.6.1. Les pertes de charge linéaires :

Elles sont exprimées par la formule de **DARCY WEISBACH** :

$$JI = \lambda. L. \frac{V^2}{2gD} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- J_l : pertes de charge linéaire (m) ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- g : accélération de la pesanteur (g=9.81m/s²) ;
- λ : coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

λ est déterminé à partir de la formule de **COLBROOK-WHITE** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \log\left(\frac{K_s}{3,71 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}\right) \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- Re : nombre de Reynolds est donné par la formule suivante :

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{III.5})$$

- ν : viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule de **STOCKES**:

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,00337 * t + 0,000221 * t^2)} \quad (\text{III.6})$$

à t = 20° c » ν = 10⁻⁶ m²/s

- v : Vitesse d'écoulement ;

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- Q : Débit transitant dans la conduite ;
- D : Diamètre de la conduite.

Tableau (III.1) : Valeurs de viscosité cinématique ν de l'eau en fonction de la température :

TEMPERATURES (°C)	ν (10 ⁻⁶ m ² /s)
0	1.8
5	1.5
10	1.29
15	1.12
18	1.04
20	0.99

Où :

k : rugosité de la conduite, qui représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau, elle croît avec l'âge de la conduite.

On peut le déterminer par la formule :

$$\mathbf{K=K_i+ \alpha_n} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

K_i : rugosité absolue de la conduite ;

α : coefficient de vieillissement des conduites déterminé à partir de l'abaque de Mr Peter LAMONT.

III.6.2. Les pertes de charge singulières

Elles sont estimées à 15 % des pertes de charges linéaires.

$$\mathbf{J_s=0.15.JL} \quad (\text{III.9})$$

III.6.3. Les pertes de charge totales

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

$$\mathbf{JT = J_s+ JL = 1,15. JL} \quad (\text{III.10})$$

III.7. Détermination de la hauteur manométrique

Elle est calculée comme suit :

$$\mathbf{HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r = Hg + \Delta H_t} \quad (\text{III.11})$$

H_g : la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement.

III.8. Puissance absorbée par la pompe :

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

$$\mathbf{Pa = \frac{g * Q * HMT}{\eta}} \quad (\text{III.12})$$

η : rendement de la pompe en (%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

III.9. Energie consommée par la pompe :

$$E = Pa * t * 365 \text{ [Kwh]} \quad (\text{III.13})$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure);

P: puissance de la pompe en (kW).

III.10. Frais d'exploitation :

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (\text{III.14})$$

E: énergie consommée par la pompe en (KwH)).

e: prix unitaire imposé par la SONELGAZ [4 DA/ kwh].

III.11. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissements (Fam) en [DA] sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose, multiplié par le coefficient d'Annuité A :

$$F_{amort} = P_{rc} * L * A \text{ [DA]} \quad (\text{III.15})$$

P_{rc}: prix de mètre linéaire de la conduite (Da/ml);

L : longueur de la conduite (m) ;

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{III.16})$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

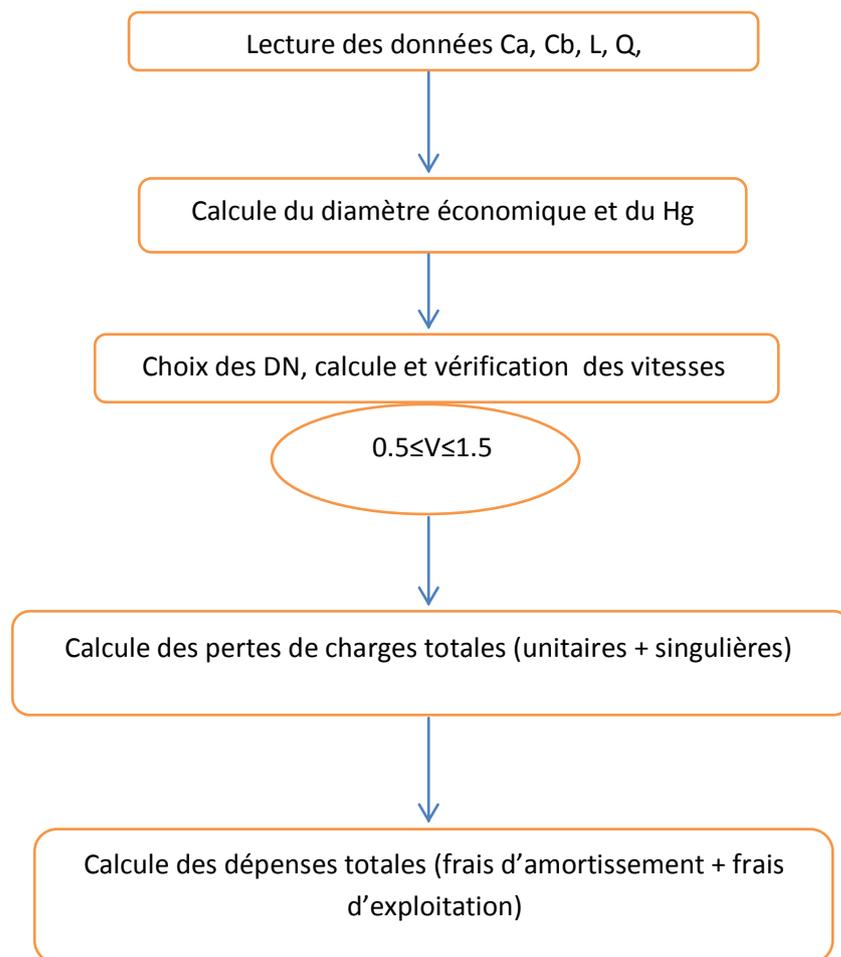
n: nombre d'années d'amortissement, (n=30ans).

III.12. Le bilan général :

Le bilan général est la somme des frais d'exploitation et des frais d'amortissement.

$$BL = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}}[DA] \quad (\text{III.17})$$

Organigramme de l'adduction par refoulement



III.13. Etude de l'adduction par refoulement.

Pour les prix des conduites voir annexe (II)

1. SDEM vers le Réservoir TAMDA :

Tableau (III.2) : Adduction par refoulement, de la SDEM vers le réservoir TAMDA :

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	60		m
Cote d'arrivée	Ca	279		M
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		0.463		M ³ /sec
le rendement	η	0.8		
Gravité	G	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	1120		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique Hg		219		M
Calcul du diamètre économique $D_{eco} = \sqrt{Q}$		680.44		mm
Temps de pompage	T	20		heures
Prix du kilo watt-heure	P	4		DA
type de la conduite		Acier	Acier	Acier
Choix des diamètres	DN	700	800	900
Prix du mètre linéaire de la conduite Pu		3 710	5800	9230
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	1,20	0.92	0.73
TEST DE LA VITESSE		Vérifier	Vérifier	Vérifier
nombre d'année d'amortissement	N	30		Ans
indice d'annuité	i	0.08		
l'annuité	A	0.09	0.09	0.09
Hauteur manométrique totale HMT		230.55	224.54	221.91
Puissance absorbée par la pompe Pa		1308.93	1274.84	1259.88
Energie consommée par la pompe E		9555206.23	9306349.84	9197095.5
frais d'exploitation annuels Pexp		38220824.92	37225399.36	36788382.01
frais d'amortissement annuels Pamo		1975680	2257920	2540160
Dépenses totales annuelles		40196504.92	39483319.36	39328542.01

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique de ce tronçon est : D=900mm, dont la vitesse est de 0.73m/s et avec une Hmt=221.91m.

2. SP1 VERS RSP2:

Tableau (III.3) : Adduction par refoulement, de la SP1 vers La RSP2 :

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	260		m
Cote d'arrivée	Ca	450		M
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		0.202		M ³ /sec
le rendement	η	0.8		
Gravité	G	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	1940		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique	Hg	190		M
Calcul du diamètre économique Deco= \sqrt{Q}		449.44		mm
Temps de pompage	T	20		heures
Prix du kilo watt-heure	P	4		DA
type de la conduite		Acier	Acier	Acier
Choix des diamètres	DN	350	450	600
Prix du mètre linéaire de la conduite	Pu	8900	10600	17000
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	2,1	1.27	0.71
TEST DE LA VITESSE		NON Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
nombre d'année d'amortissement	N	30		Ans
indice d'annuité	i	0.08		
l'annuité	A	0.09	0.09	0.09
Hauteur manométrique totale HMT			233.95	198.91
Puissance absorbée par la pompe Pa			579.51	492.71
Energie consommée par la pompe E			4 230 426.5	3 596 768.91
frais d'exploitation annuels Pexp			16 921 705.98	14 387 075.62
frais d'amortissement annuels Pamo			1 850 760	2 968 200
Dépenses totales annuelles			18 772 465.98	17 355 275.62

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique de ce tronçon est : D=600mm, dont la vitesse est de 0.71m/s et avec une Hmt=198.91m.

3. SP2 VERS RSP3 :

Tableau (III.4) : Adduction par refoulement, de la SP2 vers La RSP3 :

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	450		m
Cote d'arrivée	Ca	680		M
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		0.202		M ³ /sec
le rendement	η	0.8		
Gravité	G	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	1920		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique		Hg	230	M
Calcul du diamètre économique Deco = \sqrt{Q}			449.44	mm
Temps de pompage		T	20	heures
Prix du kilo watt-heure		P	4	DA
type de la conduite			Acier	Acier
Choix des diamètres		DN	350	450
Prix du mètre linéaire de la conduite Pu			8900	10600
Vitesse d'écoulement de l'eau		V	2,1	1.27
TEST DE LA VITESSE			NON Vérifiée	Vérifiée
nombre d'année d'amortissement		N	30	
indice d'annuité		i	0.08	
l'annuité		A	0.09	0.09
Hauteur manométrique totale		HMT		271.59
Puissance absorbée par la pompe		Pa		672.75
Energie consommée par la pompe		E		4 911 054.29
frais d'exploitation annuels		Pexp		19 644 217.17
frais d'amortissement annuels		Pamo		1 793 520
Dépenses totales annuelles				21 437 737.17
				20 064 377.43
				DA

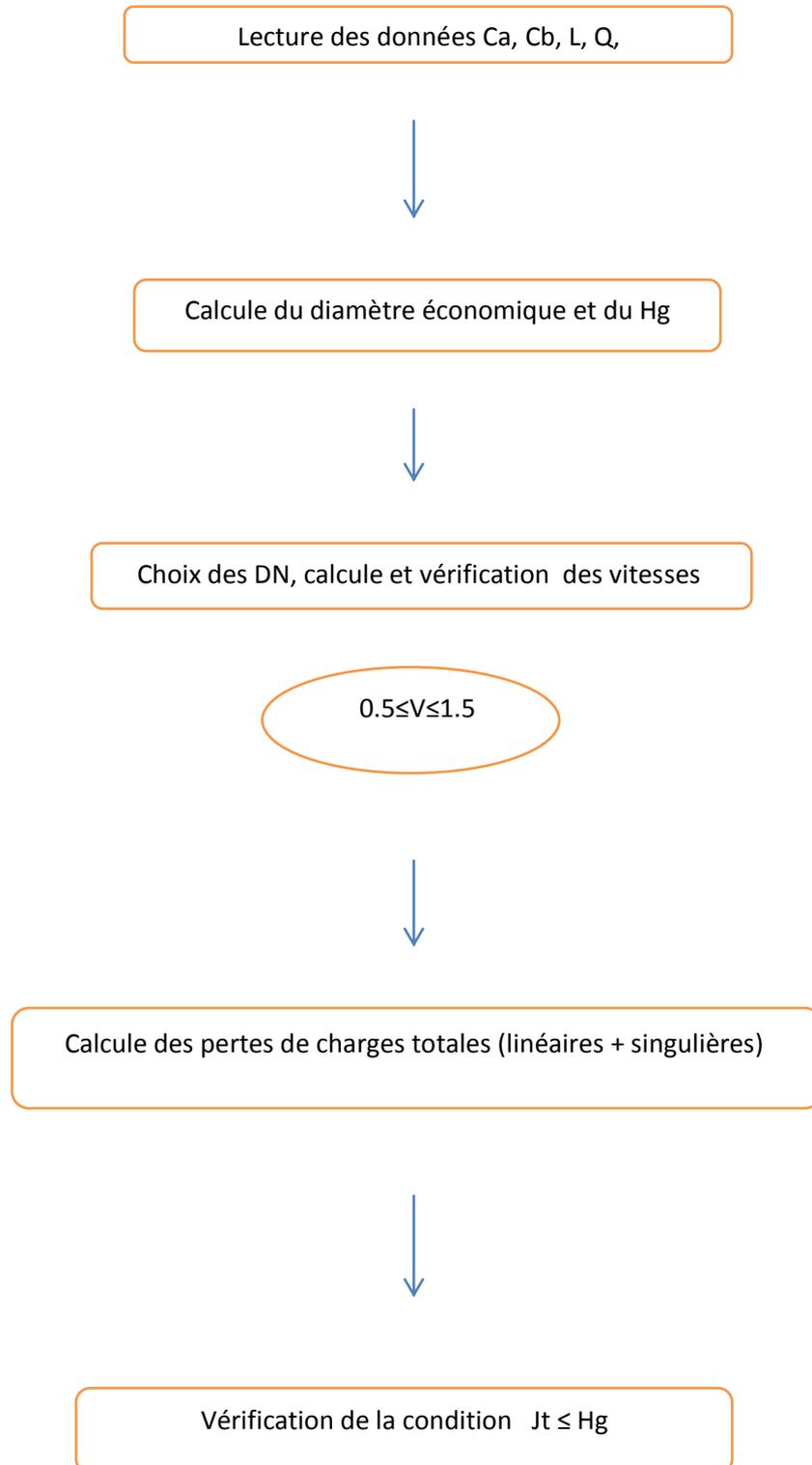
Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique de ce tronçon est : D=600mm, dont la vitesse est de 0.71m/s et avec une Hmt=237.64m

4. SP3 vers réservoir Ighil n Ath Djennad :

Tableau (III.5) : Adduction par refoulement, de la SP3 vers le réservoir Ighil n Ath Djennad :

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	680		m
Cote d'arrivée	Ca	909		M
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		0.202		M ³ /sec
le rendement		η	0.8	
Gravité		G	9.81	m/s ²
Longueur de la conduite		L	1880	ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique		Hg	229	M
Calcul du diamètre économique		Deco	449.44	mm
		$=\sqrt{Q}$		
Temps de pompage		T	20	heures
Prix du kilo watt-heure		P	4	DA
type de la conduite		Acier	Acier	Acier
Choix des diamètres		DN	350	450
			600	mm
Prix du mètre linéaire de la conduite		Pu	8900	10600
			17000	DA/MI
Vitesse d'écoulement de l'eau		V	2,1	1.27
			0.71	m/sec
TEST DE LA VITESSE		NON Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
nombre d'année d'amortissement		N	30	
indice d'annuité		i	0.08	
l'annuité		A	0.09	0.09
Hauteur manométrique totale		HMT		273.5
				238.82
Puissance absorbée par la pompe		Pa		677.47
				591.56
Energie consommée par la pompe		E		4 945 524.06
				4 318 399.02
frais d'exploitation annuels		Pexp		19 782 096.22
				17 273 596.07
frais d'amortissement annuels		Pamo		1 831 680
				2 937 600
Dépenses totales annuelles				21 613 776.22
				20 211 19.07

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation le diamètre économique de ce tronçon est : D=600mm, dont la vitesse est de 0.71m/s et avec une Hmt=238.82m

III.14. Adduction gravitaire :**Organigramme de l'adduction gravitaire :**

1. Réservoir TAMDA vers RSP1 :

Tableau (III.6) : Adduction gravitaire du réservoir TAMDA vers RSP1 :

DONNEES DU PROBLEME					
Désignation de la variable					Unité
Cote de départ	Cd	275			m
Cote d'arrivée	Ca	260			M
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		0.202			M ³ /sec
le rendement	η	0.8			
Gravité	G	9.81			m/s ²
Longueur de la conduite	L	3050			ml
PHASE DE CALCUL					
Hauteur géométrique	Hg	15			m
Calcul du diamètre $D=\sqrt{Q}$		449.44			mm
type de la conduite		Acier	Acier	Acier	
Choix des diamètres	DN	350	450	600	mm
Vitesse d'écoulement de l'eau	V	2.1	1.27	0.71	m/sec
TEST DE LA VITESSE		NON Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	
nombre d'année d'amortissement	N	30			Ans
indice d'annuité	i	0.08			
l'annuité	A	0.09	0.09	0.09	
Perte de charge linéaire.			60.09	12.18	m
Perte de charge singulière.			9.01	1.92	m
Perte de charge totale.			Jt	69.1	14.1

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive à la station de pompage est : $J_t \leq H_g$

Pour cela, on opte pour un diamètre de 600 mm, puisque $J_t = 14.1$ m est inférieure à la hauteur géométrique, $H_g = 15$ m avec une vitesse acceptable de 0.71 m/s.

2. Réservoir Ighil n Ath Djennad vers raccordement Yakouren :

Tableau (III.7) : Adduction gravitaire du réservoir Ighil n Ath Djennad vers raccordement Yakouren :

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	905		m
Cote d'arrivée	Ca	698		M
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		0.041		M ³ /sec
le rendement	η	0.8		
Gravité	G	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	22525		m
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique		Hg	207	m
Calcul du diamètre $D=\sqrt{Q}$			202.48	mm
type de la conduite			Acier	Acier
Choix des diamètres	DN	200	300	350
Vitesse d'écoulement de l'eau		V	1.31	0.58
			0.43	m/sec
TEST DE LA VITESSE		Vérifiée	Vérifiée	NON Vérifiée
nombre d'année d'amortissement	N	30		Ans
indice d'annuité	i	0.08		
l'annuité	A	0.09		
Perte de charge linéaire.			1783.43	177.54
Perte de charge singulière.			267.51	26.63
Perte de charge totale.		Jt	2050.95	204.17
				m

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive au raccordement YAKOUREN est :
 $J_t \leq H_g$

Pour cela, on opte pour un diamètre de 300 mm, puisque $J_t = 204.17$ m est inférieure à la hauteur géométrique, $H_g = 207$ m avec une vitesse acceptable de 0.58 m/s.

3. Réservoir Ighil n Ath Djennad vers le réservoir Tête Tleta :

Tableau (III.8) : Adduction gravitaire du réservoir Ighil n Ath Djennad vers le réservoir Tête Tleta :

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	905		m
Cote d'arrivée	Ca	851.8		M
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		0.162		M ³ /sec
le rendement	η	0.8		
Gravité	G	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	4200		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique		Hg	53.2	m
Calcul du diamètre $D=\sqrt{Q}$			402.5	mm
type de la conduite			Acier	Acier
Choix des diamètres	DN	350	450	600
Vitesse d'écoulement de l'eau		V	1.68	1.02
				0.57
TEST DE LA VITESSE		NON Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
nombre d'année d'amortissement	N	30		Ans
indice d'annuité	i	0.08		
l'annuité	A	0.09	0.09	0.09
Perte de charge linéaire.			53.22	10.79
Perte de charge singulière.			7.98	1.62
Perte de charge totale.		Jt	61.21	12.41

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive au réservoir T.tleta est : $Jt \leq Hg$

Pour cela, on opte pour un diamètre de 600 mm, puisque $Jt= 12.41$ m est inférieure à la hauteur géométrique, $Hg=53.2$ m avec une vitesse acceptable de 0.57 m/s.

4. A partir du raccordement du réservoir T.tleta vers le réservoir Agouni Goughrane :

Tableau (III.9) : Adduction gravitaire à partir du réservoir T.tleta vers le réservoir Agouni Goughrane :

DONNEES DU PROBLEME				
Désignation de la variable				Unité
Cote de départ	Cd	851.8		m
Cote d'arrivée	Ca	779.9		M
Débit à véhiculer à travers la conduite Q		0.05		M ³ /sec
le rendement	η	0.8		
Gravité	G	9.81		m/s ²
Longueur de la conduite	L	12160		ml
PHASE DE CALCUL				
Hauteur géométrique		Hg	71.9	m
Calcul du diamètre $D = \sqrt{Q}$			223.6	mm
type de la conduite			Acier	Acier
Choix des diamètres		DN	200	300
Vitesse d'écoulement de l'eau		V	1.59	0.71
				0.52
TEST DE LA VITESSE			Non Vérifiée	Vérifiée
nombre d'année d'amortissement		N	30	
indice d'annuité		i	0.08	
l'annuité		A		0.09
Perte de charge linéaire.				142.53
Perte de charge singulière.				21.38
Perte de charge totale.		Jt		163.9
				59.86
				8.98
				68.84
				m
				m
				m

La condition qui doit être satisfaite pour que l'eau arrive au réservoir Agouni Goughrane est : $Jt \leq Hg$

Pour cela, on opte pour un diamètre de 350 mm, puisque $Jt = 68.84$ m est inférieure à la hauteur géométrique, $Hg = 71.9$ m avec une vitesse acceptable de 0.52m/s.

III.15. Conclusion :

Nous avons pu déterminer les diamètres des conduites d'adduction de notre projet, en tenant compte de l'aspect technico-économique. Le tableau récapitulatif suivant nous donne le diamètre et la longueur de chaque tronçon.

Tableau (III.10): Le tableau récapitulatif du réseau d'adduction:

couloir	Tronçon	DN (mm)	Longueur (m)
NORD	Sdem - RVTAMDA	900	1120
	RVTAMDA - RSP1	600	3050
	SP1 - RSP2	600	1940
	SP2 - RSP3	600	1920
	SP3 - RVIND	600	1880
EST	RVIND-jonction yakouren	300	22525
OUEST	RVIND - Rtt	600	4200
	Rtt-Rag	350	12160
TOTAL			48 795

Chapitre 4

pompes et stations de pompages

IV.1. Introduction:

L'identification d'une pompe est de déterminer ses caractéristiques à savoir le débit refoulé, la hauteur d'élévation, la puissance absorbée et le rendement. Ces caractéristiques, sont fournies par le constructeur.

Dans ce travail, on va choisir à l'aide du catalogue CAPRARI le nombre et le type de pompe adéquats pour chaque station de pompage en fonction des résultats obtenus. Par la suite on va déterminer le mode de réglage le plus optimal en dehors de la zone de cavitation.

IV.2.Fonctionnement de la pompe:

La pompe est destinée à transformer l'énergie donnée par le moteur d'entraînement en énergie hydraulique en projetant de l'eau en périphérie et par la suite un écoulement continu de la veine liquide.

IV.3.Classification des pompes : [9]

A) Les turbopompes :

Suivant le type de la roue et son mode d'action On distingue dans la catégorie des turbos pompes :

1. Pompes centrifuges.
2. Pompes hélices.
3. Pompes hélico-centrifuges.

B) Les pompes volumétriques :

Elles sont caractérisées par un déplacement du liquide du point de l'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation.
- rotation.
- ou mixte (translation et rotation).

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi-radiales, axiales).

IV.4. Les différents types de pompes centrifuges: [10]

Il existe une série de pompes centrifuges. On peut les classer suivant plusieurs manières ; en tenant compte notamment :

- Du nombre de roues.
- De la forme des aubes de la roue.
- De la vitesse spécifique.
- De la direction de l'axe.
- De la position de pompe par rapport au niveau à l'aspiration.

On note aussi : La classification en tenant compte:

- Du nombre de roues.
 - pompes monocellulaires.

- pompes multicellulaires.
- De la forme des aubes de la roue.
 - roue à aubes.
 - roue à canaux.
- La forme du corps de la pompe.
 - pompes à volute ou colimaçon.
 - Pompes à diffuseur circulaire.
- La direction de l'axe.
 - pompes à axe horizontal
 - pompes à axe vertical
- sens de rotation.
 - pompe à sens direct
 - pompe à sens inverse.

IV.5. Couplage des pompes:

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

IV.6. Choix du nombre et du type de pompes: [10]

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes assurant le débit demandé tel que

$$N = n_p + n_{ps}$$

Avec :

N : nombre de pompes installées

n_{ps} : nombre de pompes de secours.

n_p : nombre de pompes de fonctionnement

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installées, pour un nombre inférieur à 4, comme dans notre cas, le nombre de pompes de secours est égal à 1.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement des pompes se fait avec souplesse.

a- Critère de choix du type de pompe:

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- Poids minimum possible.
- Présenter une forme peu encombrante.
- Répondre aux normes de construction de la station de pompage la plus économique.
- La pompe choisie doit être de préférence de production nationale.
- Doit être facile à entretenir.

b- Critère de choix du nombre de pompe:

Le choix du nombre de pompes repose sur les critères suivants:

-Rechercher un investissement minimal du nombre de pompes sans perdre le point de vue la sécurité de fonctionnement.

-Assurer la hauteur et le débit calculé.

-Assurer le rendement maximal de la pompe.

-NPSH minimale.

-Puissance minimale.

*Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise un logiciel nommé **CAPRARI**, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue.

IV.7.Choix des types de pompes pour les différentes stations:

IV.7.1 station de pompage 1:

Caractéristiques: $Q=202 \text{ l/s}$ $H_{mt}=198.91 \text{ m}$ $H_g=190 \text{ m}$

Selon le catalogue des pompes CAPRARI on opte pour 03 pompes centrifuges multi-cellulaires à axe horizontal (PM 150/ 7 B) + une pompe de secours, voir annexe (III) :

Caractéristiques de la pompe:

- Fréquence = 50 Hz
- $N= 1450 \text{ tr/min}$
- $\eta= 78.5 \%$
- $P = 200 \text{ KW}$
- $NPSH= 2.47 \text{ m}$

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

- Le point de fonctionnement donné (210 l/s, 200m).
- Le point de fonctionnement désiré (202 l/s, 199m).

Les courbes caractéristiques des pompes sont représentées dans la figure (IV.1) suivante.

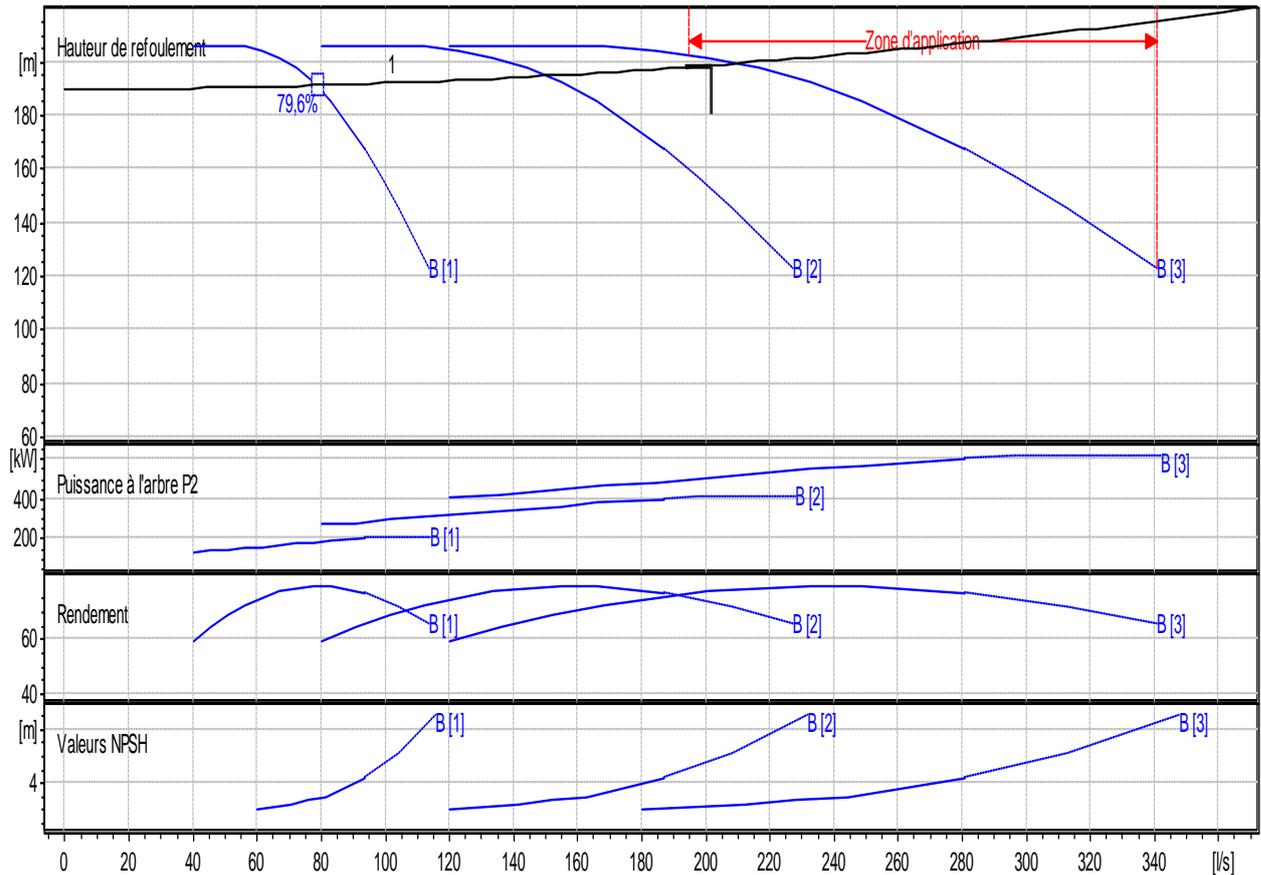


Figure (IV.1): Les courbes caractéristiques des pompes de la SP1.

IV.7.1.1. Réalisation du point de fonctionnement:

A- variation du temps de pompage:

$$T_1 \times Q1 = T \times Q$$

D'où :

$$T_1 = 20 \times \frac{202}{210} = 19,23h = 19h \text{ et } 14 \text{ min.}$$

Donc chaque pompe fonctionnera 19 heures et 14 minutes.

La puissance absorbée sera comme tel :

$$P = \frac{g \times Q1 \times H1}{\eta} = \frac{9.8 \times 0,210 \times 200}{0,785} = 524,33 \text{ kw}$$

Frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = P \times T1 \times 365 \times e = 524,3 \times 19,23 \times 365 \times 4$$

$$F_{\text{exp}} = 14\,720\,141,94 \text{ DA.}$$

B- Variation de vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit :

$$N_2 = N \times \frac{Q}{Q_2}$$

La courbe iso rendement s'écrit :

$$H_2 = \frac{H}{Q^2} \times Q_2^2$$

$$H_2 = 0,0048 \times Q_2^2$$

Cette courbe passe par le point P2 (203 l/s, 201 m)

D'où :

$$N_2 = 1450 \times \frac{202}{203} = 1443 \text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit et la hauteur, doit être 1443 tr/min.

La puissance absorbée sera comme tel :

$$P = \frac{g \times Q \times H_2}{\eta} = \frac{9,8 \times 0,202 \times 201}{0,785} = 507,39 \text{ kw}$$

Frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = P \times T \times 365 \times e = 507,39 \times 20 \times 365 \times 4$$

$$F_{\text{exp}} = 14\,815\,788 \text{ DA.}$$

c-Régularisation par étouffement (vannage) :

$$P = \frac{g \times Q \times H_2}{\eta} = \frac{9.8 \times 0,202 \times 202}{0,785} = 509,4 \text{ kw}$$

Frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = P \times T \times 365 \times e = 509,4 \times 20 \times 365 \times 4$$

$$F_{\text{exp}} = 14\,874\,480 \text{ DA.}$$

Conclusion :

Le choix se fait selon la méthode la plus économique, dans notre cas on choisit la variation du temps de pompage.

IV.7.1.2. Vérification de la cavitation :

- Côte du plan d'aspiration : $C_a=260\text{m}$.
- Perte de charges d'aspiration : $J_a=0 \text{ m}$.
- Hauteur d'aspiration : $h_a=1 \text{ m}$.

$$P_0 = 10,33 - 0,0012 \times 260 = 10,018 \text{ m}$$

$$\text{NPSH}_d = 10,018 + 1 - (0 + 0,24) = 10,778 \text{ m.}$$

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

La pompe est en dehors de la zone de cavitation.

IV.7.2 station de pompage 2:**Caractéristiques:**

$$Q = 202 \text{ l/s}$$

$$\text{Hmt} = 237,64 \text{ m}$$

$$\text{Hg} = 230 \text{ m}$$

Selon le catalogue des pompes CAPRARI on opte pour 03 pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal (PM 150/8A) + une pompe de secours, voir annexe (IV) :

Caractéristiques de la pompe:

- Fréquence = 50 Hz
- $N = 1450$ tr/min
- $\eta = 78.4\%$
- $P = 250$ KW
- $NPSH_r = 2.48$ m

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

- Le point de fonctionnement donné (211 l/s, 238m).
- Le point de fonctionnement désiré (202 l/s, 238m).

Les courbes caractéristiques des pompes sont représentées dans la figure (IV.2) suivante.

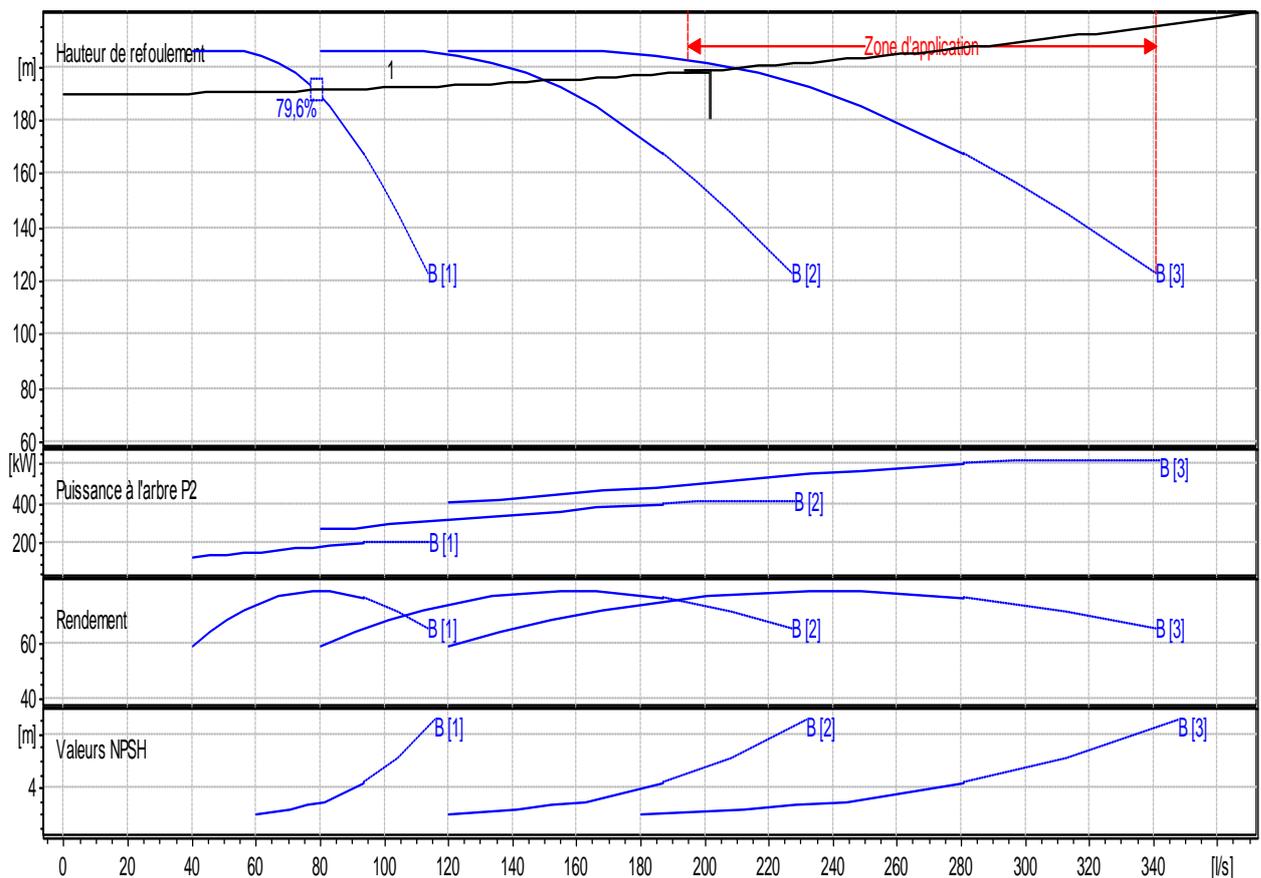


Figure (IV.2): Les courbes caractéristiques des pompes de la SP2.

IV.7.2.1. Réalisation du point de fonctionnement:

a-Variation du temps de pompage:

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

D'où :

$$T_1 = 20 \times \frac{202}{211} = 19,15\text{h} = 19\text{h et } 9\text{ min.}$$

Donc chaque pompe fonctionnera 19 heures et 9 minutes.

La puissance absorbée sera comme tel :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,8 \times 0,211 \times 238}{0,784} = \mathbf{627,725\text{ kw}}$$

Frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = P \times T_1 \times 365 \times e = \mathbf{627,725} \times 19,15 \times 365 \times 4$$

$$F_{\text{exp}} = \mathbf{17\ 550\ 563,28\ DA.}$$

b-Variation de vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit :

$$N_2 = N \times \frac{Q}{Q_2}$$

La courbe iso rendement s'écrit :

$$H_2 = \frac{H}{Q^2} \times Q_2^2$$

$$H_2 = 0,0059 \times Q_2^2$$

Cette courbe passe par le point P2 (202,4 l/s, 241 m)

D'où :

$$N_2 = 1450 \times \frac{202}{202,4} = 1447\text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit et la hauteur requise, doit être 1447 tr/min.

La puissance absorbée sera comme tel :

$$P = \frac{g \times Q \times H_2}{\eta} = \frac{9.8 \times 0,202 \times 241}{0,784} = \mathbf{608,525 \text{ kw}}$$

Frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = P \times T \times 365 \times e = 608,525 \times 20 \times 365 \times 4$$

$$F_{\text{exp}} = \mathbf{17\ 768\ 930 \text{ DA.}}$$

c-Régularisation par étouffement (vannage) :

$$P = \frac{g \times Q \times H_2}{\eta} = \frac{9.8 \times 0,202 \times 238}{0,784} = \mathbf{600,95 \text{ kw}}$$

Frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = P \times T \times 365 \times e = 600,95 \times 20 \times 365 \times 4$$

$$F_{\text{exp}} = \mathbf{17\ 547\ 740 \text{ DA.}}$$

Conclusion :

Le choix se fait selon la méthode la plus économique, dans notre cas on choisit la régularisation par étouffement (vannage).

IV.7.2.2. Vérification de la cavitation :

- Côte du plan d'aspiration : $C_a=450\text{m}$.
- Perte de charges d'aspiration : $J_a=4 \text{ m}$.
- Hauteur d'aspiration : $h_a=1 \text{ m}$.

$$P_0 = 10,33 - 0.0012 \times 450 = 9,79 \text{ m}$$

$$J_a = h' - H = 242 - 238 = 4\text{m}$$

$$NPSH_d = 9,79 + 1 - (4 + 0,24) = 6,55 \text{ m.}$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

La pompe est en dehors de la zone de cavitation.

IV.7.3. station de pompage 3:

Caractéristiques:

$$Q = 202 \text{ l/s}$$

$$\text{Hmt} = 238,82 \text{ m}$$

$$\text{Hg} = 229 \text{ m}$$

Selon le catalogue des pompes CAPRARI on opte pour 03 pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontal (PM 150/8A) + une pompe de secours, voir annexe (V)

Caractéristiques de la pompe:

- Fréquence = 50 Hz
- $N = 1450 \text{ tr/min}$
- $\eta = 78.1 \%$
- $P = 250 \text{ KW}$
- $\text{NPSH}_r = 2.45 \text{ m}$

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

- Le point de fonctionnement donné (208 l/s, 239m).
- Le point de fonctionnement désiré (202 l/s, 239m).

Les courbes caractéristiques des pompes sont représentées dans la figure (IV.3) suivante.

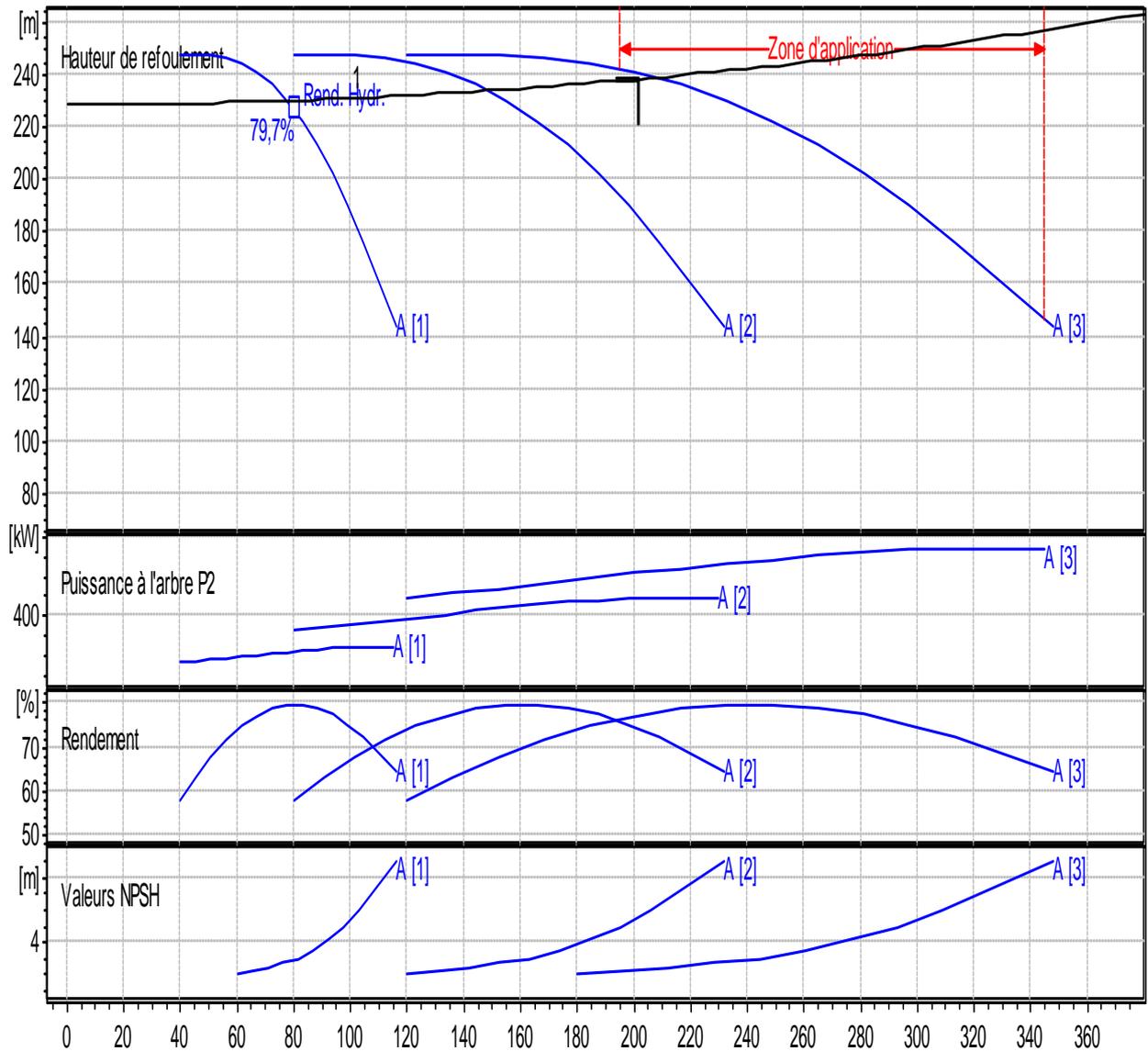


Figure (IV.3): Les courbes caractéristiques des pompes de la SP3.

IV.7.3.1. Réalisation du point de fonctionnement:

a-Variation du temps de pompage:

$$T_1 \times Q_1 = T \times Q$$

D'où :

$$T_1 = 20 \times \frac{202}{208} = 19,42h = 19h \text{ et } 25 \text{ min.}$$

Donc chaque pompe fonctionnera 19 heures et 25 minutes.

La puissance absorbée sera comme tel :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.8 \times 0.208 \times 239}{0.781} = \mathbf{623,79 \text{ kw}}$$

Frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = P \times T_1 \times 365 \times e = \mathbf{623,79} \times 19,42 \times 365 \times 4$$

$$F_{\text{exp}} = \mathbf{17\ 686\ 355,86 \text{ DA.}}$$

b-Variation de vitesse de rotation :

La nouvelle vitesse de rotation s'écrit comme suit :

$$N_2 = N \times \frac{Q}{Q_2}$$

La courbe iso rendement s'écrit :

$$H_2 = \frac{H}{Q^2} \times Q_2^2$$

$$H_2 = 0,0058 \times Q_2^2$$

Cette courbe passe par le point P2 (203 l/s, 241 m)

D'où :

$$N_2 = 1450 \times \frac{202}{203} = 1443 \text{ tr/min}$$

Donc la vitesse de rotation permettant de satisfaire le débit et la hauteur requise, doit être 1443 tr/min.

La puissance absorbée sera comme tel :

$$P = \frac{g \times Q \times H_2}{\eta} = \frac{9.8 \times 0.202 \times 239}{0.781} = \mathbf{605,79 \text{ kw}}$$

Frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = P \times T \times 365 \times e = 605,79 \times 20 \times 365 \times 4$$

$$F_{\text{exp}} = 17\,689\,158 \text{ DA.}$$

c-Régularisation par étouffement (vannage) :

$$P = \frac{g \times Q \times H_2}{\eta} = \frac{9.8 \times 0.202 \times 239}{0.781} = 605,79 \text{ kw}$$

Frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = P \times T \times 365 \times e = 600,95 \times 20 \times 365 \times 4$$

$$F_{\text{exp}} = 17\,689\,158 \text{ DA.}$$

Conclusion :

Le choix se fait selon la méthode la plus économique, dans notre cas on choisit la variation du temps de pompage

IV.7.3.2. Vérification de la cavitation :

- Côte du plan d'aspiration : $C_a=680\text{m.}$
- Perte de charges d'aspiration : $J_a=0 \text{ m.}$
- Hauteur d'aspiration : $h_a=1 \text{ m.}$

$$P_0 = 10,33 - 0.0012 \times 680 = 9,514 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9,514 + 1 - (0+0,24) = 10,274 \text{ m.}$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

La pompe est en dehors de la zone de cavitation

IV.8.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le Catalogue CAPRARI pour choisir le type de pompe adéquat. Pour les trois stations de pompage, nous avons opté pour des pompes multicellulaires à axe horizontal.

Pour le fonctionnement idéal du réseau, on a opté pour la variation du temps de pompage dans la station de pompage 1 et 3, et avec régularisation par étouffement (vannage) dans la station de pompage 2. Par la suite, on a vérifié la non-cavitation des pompes utilisées.

chapitre 5

coup de bélier

V.1 Introduction :

Dans l'exploitation des systèmes hydrauliques (alimentation en eau potable) les ingénieurs sont confrontés aux problèmes récurrent du coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement des ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise ce phénomène, son comportement physique, les risques qu'il présente, les moyens de protections et enfin un dimensionnement du réservoir d'air. Ce calcul va s'appliquer à l'ensemble de notre réseau d'adduction (refoulement- gravitaire).

V.2. Généralité sur le coup de bélier:

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels.

V.2.1. Les causes du coup de bélier :

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

1. L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
2. La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
3. Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
4. Modification de la vitesse d'une pompe.
5. Variation d'un plan d'eau.
6. La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

V.2.2. Les conséquences du coup de bélier:

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

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

a) Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

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

V.3. Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier [11]

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite-réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionné le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

V.4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier [11]

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a- Volant d'inertie

L'utilisation d'un volant d'inertie monté sur l'arbre du groupe électropompe peut permettre l'augmentation du temps d'arrêt. Economiquement, cette solution n'est viable que pour des conduites de refoulement de quelques centaines de mètres : de plus grandes conduites nécessiteraient des volants de taille exagérée ou impliqueraient des appels d'intensité de courant lors des phases de démarrage trop importants.

La deuxième famille de solutions se compose principalement de dispositifs tels que les cheminées d'équilibre et les réservoirs à air.

b- Cheminée d'équilibre

Lorsque les conditions topographiques et les hauteurs géométriques le permettent, il peut être envisagé d'introduire une cheminée d'équilibre, constituée par un réservoir en contact avec la surface libre. Ce dispositif permet de réduire les effets du coup de bélier. Cependant, un autre phénomène d'oscillation en masse, d'une nature complètement différente, apparaît entre la cheminée et le réservoir. Il est toutefois à noter que ce dispositif anti-bélier est plutôt réservé pour les transferts d'eau brute et les forts débits.

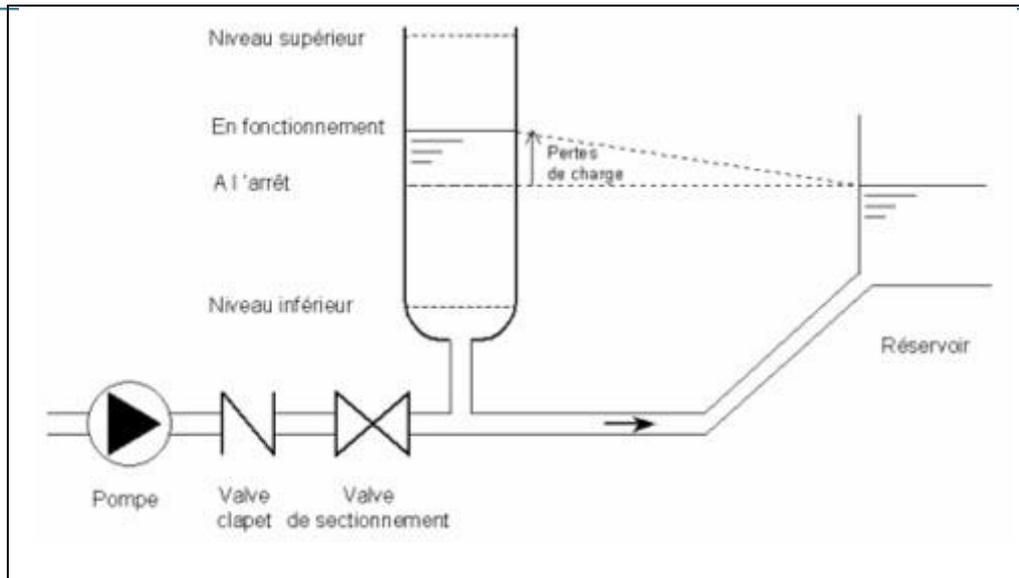


Figure (V.1): *Cheminée d'équilibre*

c- Réservoir à air comprimé

Un réservoir à air comprimé est un réservoir fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décompresse et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau.

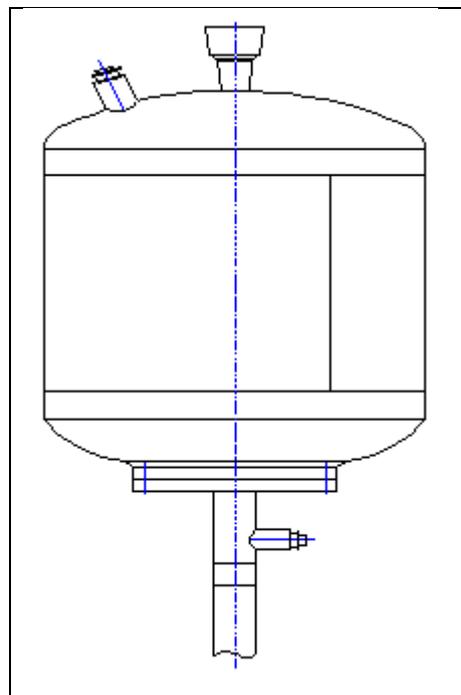
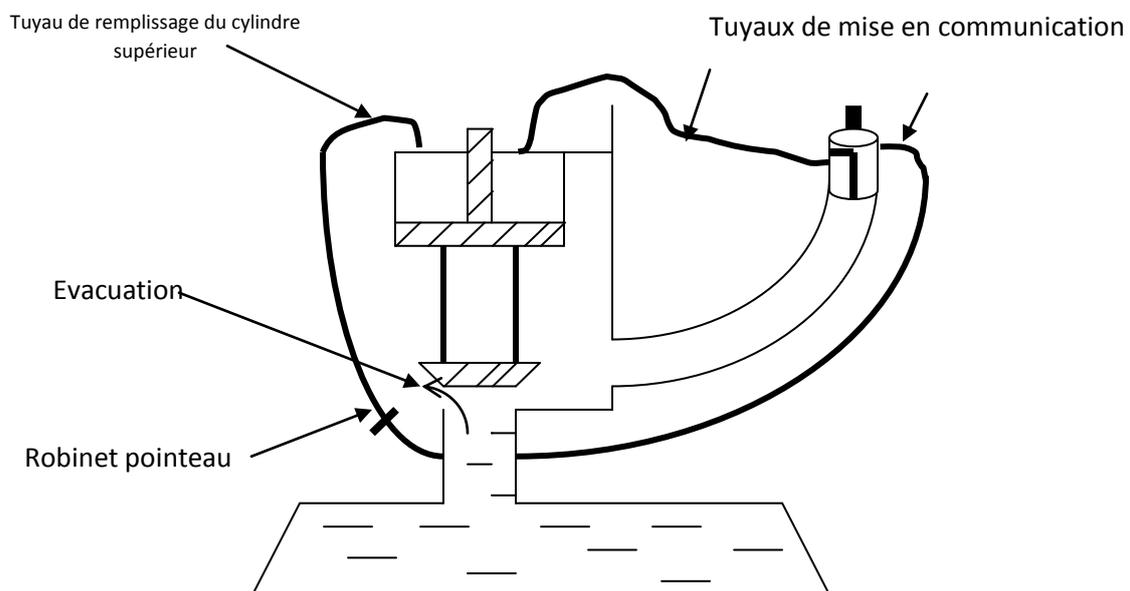


Figure (V.2): *Réservoir d'air***d-Soupape de décharge :**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $1,04 \div 1,1$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

**Figure (V.3):** *Soupape de décharge type LEZIER***Remarque**

Parmi tous ces anti-béliers, on a remarqué que le réservoir d'air à anti-bélier est le meilleur, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.

- Simple à l'installer et facilement contrôlable.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

*Les conduites de refoulements seront protégées par des réservoirs d'air anti-bélier.

V.4.1. Analyse physique du phénomène:

1- Première phase

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide.

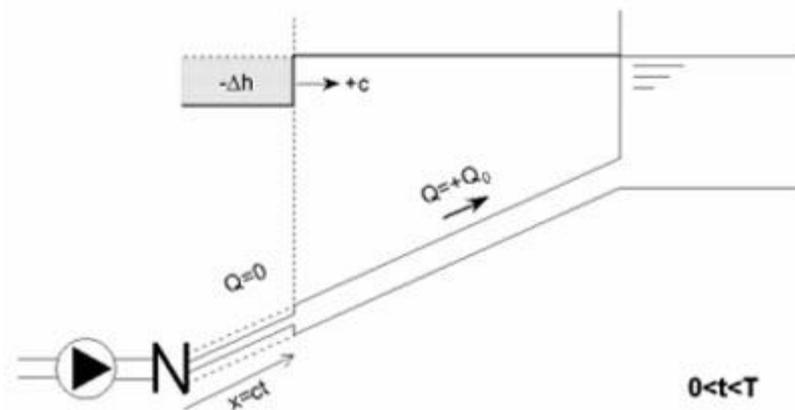


Figure (V.4): Première phase du coup de bélier

2- Deuxième phase

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques c jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la

dépression ainsi engendrée, soit après un temps $T=L/c$, où L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

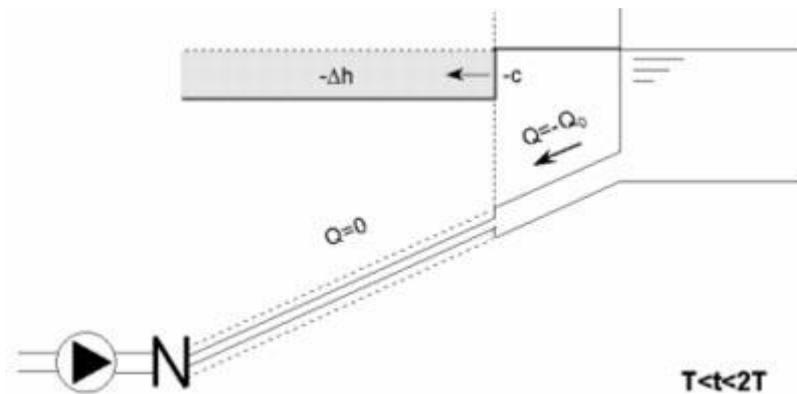


Figure (V.5): Deuxième phase du coup de bélier

3- Troisième phase

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène

La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$.

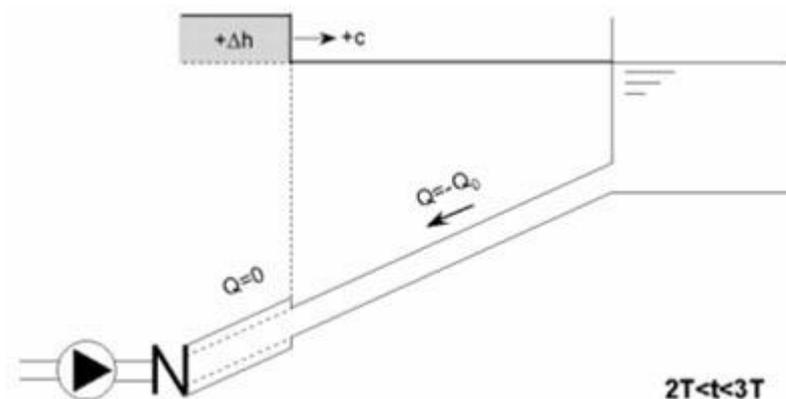


Figure (V.6): Troisième phase du coup de bélier

4- Quatrième phase

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties.

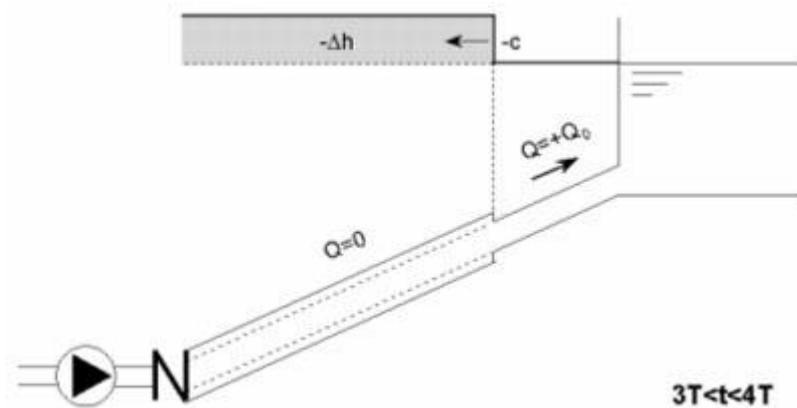


Figure (V.7): Quatrième phase du coup de bélier

V.4.2. Calcul du volume des réservoirs d'air:

1- Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité de l'onde élastique (c): est en fonction du fluide écoulé (eau) et des caractéristiques de la conduite.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau (~ 1400 m/s). Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue.

Au début du XXe siècle, ALLIEVI a proposé une relation donnant la valeur de la surpression (dépression) en un point donné d'une conduite en fonction du temps [11].

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K_e \frac{D}{e}}} \quad (\text{V.1})$$

Où

K : coefficient du matériau constituant la canalisation.

D : diamètre de la conduite (m).

e : épaisseur de la conduite en (m).

c : célérité de l'onde (m/s).

2- Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

* Cas de la fermeture brusque :

$$T : \text{inférieure à } \frac{2L}{c}$$

La valeur numérique du coup de bélier :

$$b = \frac{cV_0}{g} \quad (\text{m}) \quad (\text{V.2})$$

Avec:

V_0 : vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

* Cas de la fermeture lente :

Elle est caractérisée par un temps de fermeture supérieure à $\frac{2L}{c}$ c'est-à-dire supérieure à un aller et retour d'onde la valeur du coup de bélier est donné par la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{2LV_0}{gT} \quad (\text{m}) \quad (\text{V.3})$$

L : la longueur de la conduite (m).

N.B :

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour sa que dans notre étude on considérera le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau (V.1) : Calcul du coup de bélier

Adduction	D (mm)	V (m/s)	e (mm)	C (m/s)	b (m)	Hs(m)	Hd(m)	H0(m)
sp1-Rsp2	600	0,71	8,1	1424,44	103,09	303,09	96,91	200
sp2-Rsp3	600	0,71	8,1	1424,44	103,09	343,09	136,91	240
sp3-rvind	600	0,71	8,1	1424,44	103,09	342,09	135,91	239

3- Calcul simplifié d'un réservoir d'air :

Exemple: SP1– Rsp2:

Le calcul est basé sur l'abaque de **VIBERT** qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 . Voir annexe (VI).

En marche normale les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par H_0 H_d et H_s .

H_0 : pression absolue (hauteur géométrique de refoulement +10 m).

H_d : pression absolue relative à la dépression.

H_s : pression absolue relative à la surpression.

L'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2gH_0} \cdot \frac{LS}{f(H_d/H_0)} \quad (V.4)$$

U_0 : volume de l'air en m^3 .

V_0 : Vitesse d'écoulement m /s.

L : longueur de la conduite en m.

S : section de la conduite en m. (S=0.2826 m²)

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$H_g + \frac{cV_0}{g} = \mathbf{293.1 \text{ m}}$$

La charge statique absolue :

$$H_0 = H_g + 10$$

$$\mathbf{H_0 = 200 \text{ m}}$$

La charge maximale absolue :

$$H_s = H_g + \frac{cV_0}{g} + 10$$

$$\mathbf{H_s = 303.1 \text{ m}}$$

$$\frac{H_s}{H_0} = \frac{303.1}{200} = 1.52$$

$$\mathbf{h_0 = 0.026 \text{ m}}$$

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$$

$$\frac{h_0}{H_0} = 0,000128$$

A partir de l'abaque de **VIBERT** on a:

$$\frac{U_0}{LS} = 1.5 \cdot 10^{-3} \Rightarrow U_0 = LS * 1,5 \cdot 10^{-3} = 1940 * 0,2826 * 1,5 \cdot 10^{-3} = 0,8223 \text{ m}^3 = 822,366 \text{ litres}$$

Et Hd=96,91 m

$$U_0 H_0 = U \max Hd \Rightarrow U \max = \frac{U_0 H_0}{Hd} = 1697,174 \text{ litres}$$

En tenant compte de la sécurité $U_F = 1797.174$ litres.

Tableau (V.2): Le volume du réservoir d'air:

	Hs	H0	Hs/H ₀	h ₀ /H ₀	U ₀ /LS	U ₀ (L)	Hd/H ₀	Hd	U _{max} (L)	U _F (L)
Sp1-Rsp2	303,09	200	1,515	0,0003	0,0015	822,366	0,480	96,91	1697,174	1797,174
Sp2-Rsp3	343,09	240	1,430	0,00025	0.004	2170,37	0,4037	136,91	3804,61	3904.61
Sp3-Rvind	342,09	239	1,431	0,00025	0.004	2125,15	0,4055	135,91	3737,12	3837.12

V.5. Conclusion:

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe, ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air par la méthode de VIBERT:

On a choisi la méthode de VIBERT pour les raisons suivantes :

- C'est une méthode graphique simplifiée pour la détermination du volume d'air.
- Abstraction des pertes de charge dans la conduite.
- Non prise en compte de l'organe d'étranglement.

Tableau (V.3) : Les volumes des réservoirs d'air.

	U _F (L)	U normalisé (L)
SP1-Rsp2	1797,174	2000
SP2-Rsp3	3904.61	4000
SP3-RVind	3837.12	4000

Chapitre 6

accessoires et pose des conduites

VI.1. Introduction :

Pour assurer le fonctionnement optimal d'une chaîne d'adduction, il va falloir mettre des dispositifs de sécurité contre les différents phénomènes qui peuvent provoquer des détériorations dans la chaîne d'adduction, et parmi ces phénomènes on trouve, les effets du sol adjacent sur la conduite et la force de pression dans les coudes.

VI.2. Le rôle d'une ventouse à 3 fonctions:

- Protection de la conduite contre la dépression.
- Protéger la conduite contre la difficulté de remplissage.
- Dégazer et évacuer l'air accumulé aux points hauts des conduites.



Figure (VI-1) : La ventouse à 3 fonctions.

VI.2.1. Localisation :

- Sur les points hauts.
- Chaque 600 m si la conduite horizontale
- A proximité des vannes de vidange.
- Après les pompes.

VI.2.2. Diamètres et pressions disponibles :

- Pour les diamètres : 40-50-60-65-80-100-150-200 (mm).
- Pour les pressions : 10-16-25-40 (Bar).

VI.2.3. Choix de la ventouse :

On peut choisir le diamètre de la ventouse en fonction de diamètre du tronçon :

Tableau (VI-1) : Les diamètres des ventouses en fonction des diamètres des tuyaux.

D _{conduites} (mm)	<250	300-600	700-900	1000-1200	1200-1800
D _{ventouse} (mm)	50-60-65	80-100	150	200	2*200

VI.3. La protection des conduites contre la corrosion:

Les phénomènes de corrosion sont des réactions d'une attaque du métal soit avec un contact externe avec des sols, ou bien par des réactions avec les eaux véhiculés à travers ces conduites en métal.

Les métaux sont classés selon leur potentiel. C'est le métal qui possède le plus grand potentiel par rapport à un autre qui est la cathode est se trouve donc protégé.

VI.3.1. La corrosion externe :

On peut classer les sols corrosifs comme suit :

- A faible risque :

Sables et graviers, calcaires ... etc.

- A risque élevé :

Marnes, argiles ...etc.

- A risque très élevé :

Gypse, sels, charbons ... etc.

En résumé, le caractère corrosif des sols est dépendant des paramètres suivants :

- leur perméabilité à l'air et à l'eau, qui dépend de leur porosité et de leur granulométrie ;
- leur taux d'humidité ;
- leur teneur en sels ;
- leur alcalinité ou leur acidité (pH) ;
- leur conductivité électrique ou leur résistivité.

VI.3.2. La corrosion interne :

La corrosion interne provoqué par des eaux corrosives, et nous pouvons distinguer les eaux qui sont incrustantes (dureté magnésienne supérieure à 150 mg/l) ou agressives (dureté magnésienne inférieur à 50 mg/l).

VI.3.3. La lutte contre la corrosion :

VI.3.3.1. Protection contre la corrosion externe:

Pour un fonctionnement adéquat du réseau La protection cathodique d'un réseau en acier est très recommandée, et parmi ces techniques de protection on trouve :

- Protection par anode réactive.
- Protection par soutirage de courant.

VI.3.3.2. La lutte contre la corrosion interne:

- Modification des caractéristiques physico-chimiques de l'eau à véhiculer par un traitement approprié.
- Assurer au maximum l'évacuation de l'air aux points hauts.
- Les joints devront être correctement exécutés.

VI.4. La protection des conduites contre la poussée due à la pression de l'eau :

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton. On distingue :

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

VI.5. Les procédures de la pose des conduites :

Lors de l'exécution d'une tranchée, on doit tenir compte des normes suivantes (Figure VI-2):

- La pose s'effectuera dans une tranchée de largeur suffisante.
- Le fond des fouilles est recouvert d'un lit de pose.
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément; on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite.
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

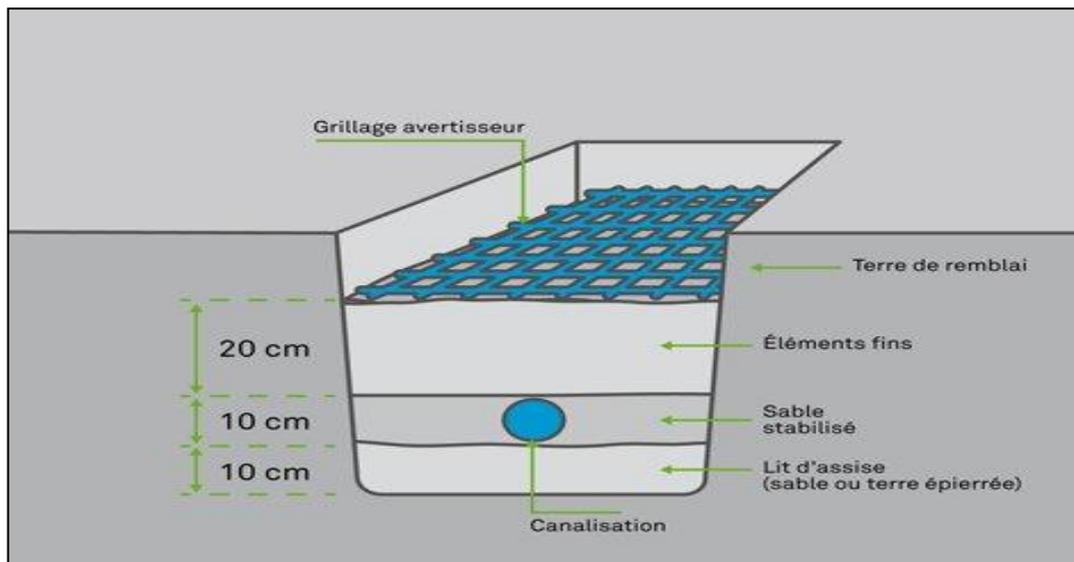


Figure (VI-2): pose des conduites.

VI.6. Traversée d'oued:

La traversée de la conduite à travers un oued se fait en accrochant la conduite par des ceintures en acier sous le pont. Comme indiqué sur la figure (VI-3):

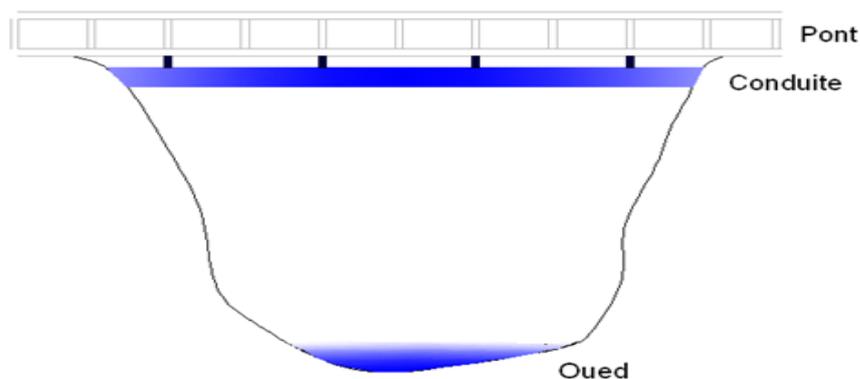


Figure (VI-3): traversée d'une rivière.

VI.7. Pose de canalisation en forte pente:

La pose en pente d'une canalisation peut être faite en deux façons:

- En réalisant des massifs en béton.
- En réalisant un massif en béton en tête de tronçon verrouillé.

Au-delà d'une certaine pente (25%) les frottements entre la canalisation et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite. Il convient alors d'équilibrer la composante de gravité par l'utilisation de butées d'ancrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées. Comme indiqué sur la Figure (VI-4):

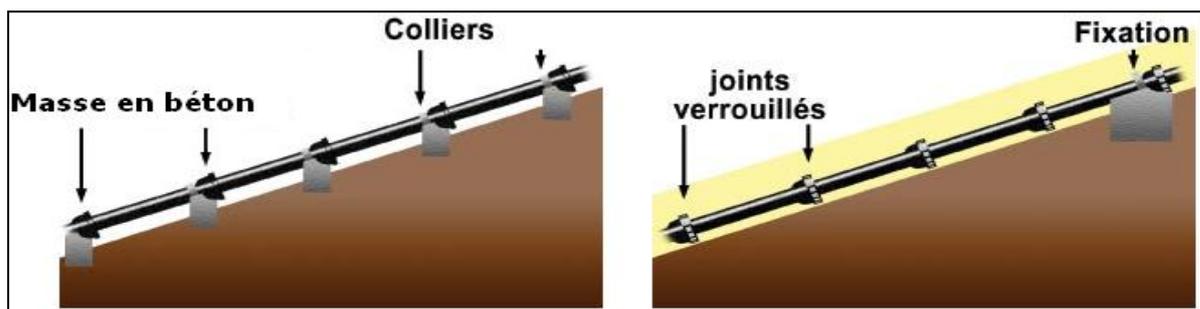


Figure (VI-4): Pose de canalisation en forte pente.

VI.8. Croisement des conduites existantes

La conduite de raccordement croquera des canalisations existantes qui concernent notamment les conduites d'AEP. La nouvelle conduite passe en dessous de ces canalisations, avec une distance minimum de 0.3m dans le cas d'une conduite d'AEP.

VI.9. Accessoires:

Le long d'une canalisation, divers organes et accessoires sont installés, parmi lesquels on distingue les robinets-vannes, les ventouses, les clapets, les organes de mesure (débitmètre, manomètre) et les accessoires anti-béliers afin de:

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger la canalisation ;
- Vidanger une conduite ;
- Chasser ou faire pénétrer l'air dans une conduite.

VI.9.1. Vannes de sectionnement:

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation.

Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m.

Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon .elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

Elles permettent également de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes:

a. Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : **les robinets à papillon** pour les conduites de gros diamètres et les **robinets-vannes** pour les conduites de petits diamètres.

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

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

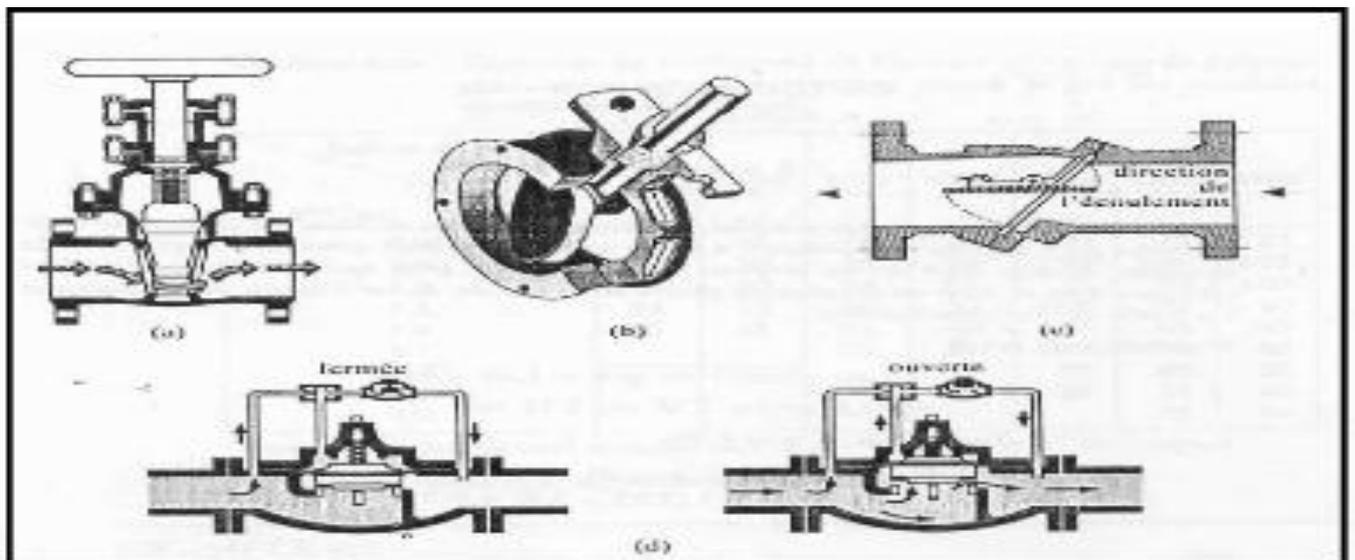


Figure (VI-5): les différents types de vanne.

a) robinet-vanne

b) robinet à papillon

c) vanne à clapet de non-retour

d) vanne de réduction de pression.

VI.9.2. Vidange:

Les vidanges ont pour fonction d'évacuer l'eau à partir de la conduite lors de l'entretien ou en cas de problème, elles sont prévues:

- A tous points bas du profil de la conduite.
- D'un côté ou de part et d'autre des vannes de sectionnement, la ou la fermeture de celles-ci crée un point bas.

VI.9.3. Clapet anti-retour:

Un tel dispositif permet de contrôler le sens de circulation d'un fluide quelconque. Il permet le passage d'un liquide, d'un gaz, d'air comprimé, ... dans un sens et bloque le flux si celui-ci venait à s'inverser. Les différentes sortes de clapets sont:

- **Anti-retour à clapet guidé:** bonne étanchéité même à faible pression. La rapidité de fermeture peut-être fonction du ressort. Employé sur conduite horizontale et verticale.
- **Clapet anti-retour à battant:** le battant en position levé permet un débit important. Un mécanisme de contrepoids ou un ressort permet une fermeture régulée. Employé pour une fréquence de manœuvre faible.
- **Clapet anti-retour à double battant:** Permet d'éviter les coups de bélier.
- **Clapet anti-retour à bille:** Une bille libre assure la fermeture par contact sur un siège conique. Système simple, idéal pour les fluides agressifs ou chargés.
- **Clapet à disques concentriques:** Très bonne limitation des coups de bélier du fait que l'amplitude des disques est très faible. Adapté pour les cadences élevées.

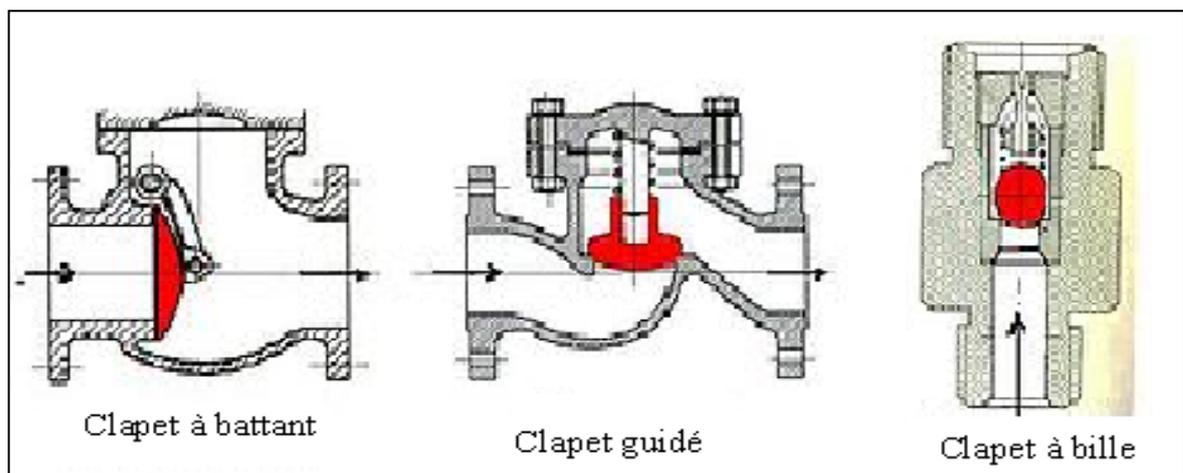


Figure (VI-6): Les différents types de clapet.

VI.9.4. Les organes de mesure:

1- Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme.
- Le venturi.
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. L'inconvénient des débitmètres est leur faible pression à débit réduit. En pratique, la mesure est inutilisable au dessous de 10% du débit maximal.

2- Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés en grande installation sont :

- Les manomètres à aiguilles ;
- Les manomètres à soufflet.

Les manomètres à aiguilles: sont également utilisés dans les laboratoires de recherche. Le mouvement est transmis à l'aiguille soit par secteur denté soit par levier soit par membrane. L'avantage de la transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des secousses (vibrations).

Les manomètres commandés par denture et levier présentent une étendue de mesure jusqu'à 6000 atmosphères. L'exactitude des indications est de 1 à 6% de la limite supérieure de l'étendue de mesure.

Les manomètres commandés par membrane supportent une étendue de mesure jusqu'à 30 atmosphères. La pression est de 2 à 5% de la limite supérieure de la graduation. La déformation maximale au centre de la membrane ne dépasse pas 2mm. On les utilise également pour les gaz. Si les eaux sont agressives, la membrane est couverte d'un revêtement protecteur.

Les manomètres à soufflet sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Cette déformation pouvant atteindre 10% de la longueur du soufflet. Par rapport aux manomètres liquides, les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel. L'inconvénient des manomètres à membrane est leur sensibilité aux vibrations, en plus, les soufflets ne supportent pas les sur chauffages.

VI.10. Conclusion:

Étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre. Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

conclusion générale

Conclusion générale:

Lors de notre étude, nous avons essayé de résoudre la problématique du manque d'eau dans les cinq communes de la wilaya de Tizi-ouzou (Mizrana, Tizirt, Iflissen, Yakouren, Ait chafaa). Nous avons constaté la nécessité de projeter de nouvelles chaînes d'adduction approvisionnées à partir d'une chaîne d'adduction principale provenant de la future station de dessalement d'eau de mer de TIGZIRT.

Après l'estimation des besoins pour l'horizon futur, nous avons constaté que les besoins à long terme (Horizon 2040), qui sont de 38612,57 m³/j soit 446,9 l/s, sont loin d'être satisfaits par rapport au débit journalier fourni par les ressources existantes dans la zone d'étude, qui sont de 21100 m³/j, soit de 244,21 l/s. Par conséquent, nous avons un déficit de 17512,57 m³/j à combler.

Dans le but de remédier à ce problème, il a été recommandé d'alimenter la région d'étude à partir d'une nouvelle ressource qui est la station de dessalement d'eau de mer de TIGZIRT. Afin d'assurer l'acheminement de l'eau vers les communes, nous avons projeté (03) réservoirs.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons une adduction par refoulement (6,86 km), une adduction gravitaire (41,935 km). En s'appuyant sur les limites de vitesse (V_{max} et V_{min}) en fonction de la charge disponible et sur les pertes de charge, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables.

Le catalogue des pompes "CAPRARI PUMP TUTOR" nous a permis de choisir les pompes adéquates au refoulement, afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au réservoir Ighil n Ath Djennad, et cela pour les trois stations de pompages de notre projet.

La protection des pompes et des conduites doit être assurée, pour cela nous avons établie une étude sur la cavitation, et sur le coup de bélier, tout en assurant une bonne pose des conduites.

Pour finir, cette étude nous a permis de donner des réponses aux problèmes de l'eau que connaît la région d'étude et cela en mettant en pratique les connaissances que nous avons acquises durant notre formation, espérons qu'elle servira d'un mémoire guide pour les promotions à venir.

Bibliographie.

Bibliographie.

- [1] : <https://fr.wikipedia.org/wiki/Tigzirt>
- [2] : <https://fr.wikipedia.org/wiki/Iflissen>
- [3] : <https://fr.wikipedia.org/wiki/Yakouren>
- [4] : https://fr.wikipedia.org/wiki/A%C3%Aft_Chaf%C3%A2a
- [5] : <https://fr.wikipedia.org/wiki/Mizrana>
- [6] : <http://www.google.com/amp/s/fr.climate-data.org/afrique/algerie/tizi-ouzou/tizi-ouzou-3061/%3famp=true>
- [7] : Données recueillies auprès de l'entreprise AMENHYD SPA.
- [8] : SEDRTI, H et HAMANI.S : Etudes de l'alimentation en eau potable des villages ouest de ait Ouertilen wilaya de Sétif; mémoire de fin d'études ; diplôme universitaire appliqué en hydraulique; 2008.
- [9] : Jacques bovin « hydraulique urbaine édition école d'ingénieries Canton de Vaud. Version 2005
- [10] : **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris.
- [11] : **CARLIER, M.** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, 1980.

Annexes

Annexe (II)

N° DES PRIX	DESIGNATION	UNITE	PRIX UNITAIRE DA
809-1	Conduite acier DN 600 mm	ml	17 000,00
810-1	Conduite acier DN 450 mm	ml	10 600,00
811-1	Conduite acier DN 350 mm	ml	8 900,00
812-1	Conduite acier DN 200 mm	ml	5 600,00

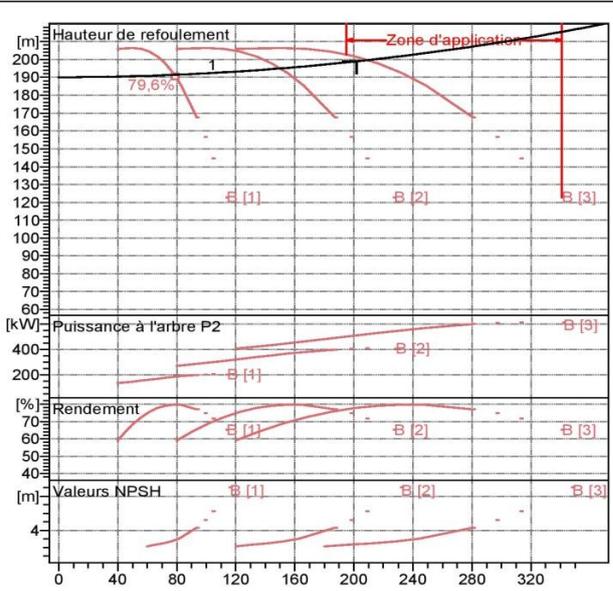
Annexe (III)



COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 150/ 7 B	
Caractéristiques requises	
Débit	202 l/s
Hauteur de refoulement	199 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	4
Caractéristiques de la pompe	
Débit	69,9 l/s
Hauteur de refoulement	200 m
Puissance absorbée	174 kW
Rendement	78,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	249 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	1020 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

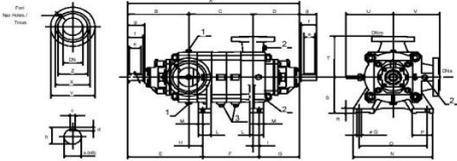


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

- A = 1815
- a = 55
- B = 479
- b = 59
- c = 16
- C = 985
- d = 10
- D = 351
- d_d = 25
- d_s = 25
- DNa = 200
- DNm = 150
- e = 120
- E = 619
- f = 130
- F = 895
- g = 145
- G = 301
- H = 140
- I = 50
- L = 125
- M = 45
- N = 680
- No = 12
- No = 8
- O = 590
- P = 170



Notes:			
Date 28.09.2020	Page 1	Offre n°	Pos.N°

Annexe(IV)

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001**PM 150/ 8 A****Caractéristiques requises**

Débit	202 l/s
Hauteur de refoulement	238 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	4

Caractéristiques de la pompe

Débit	70,4 l/s
Hauteur de refoulement	238 m
Puissance absorbée	211 kW
Rendement	78,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	292 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	250 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles

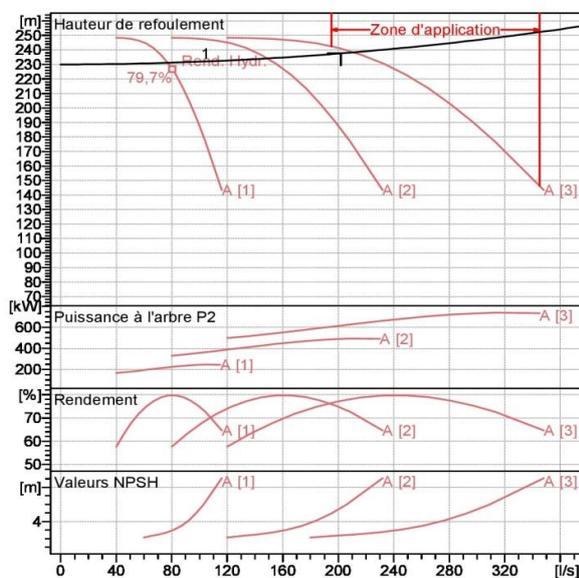
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	2850 kg
-------	---------

Matériaux

Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

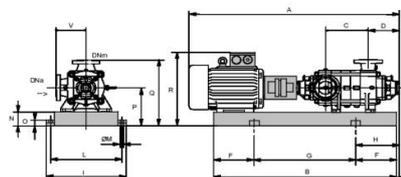
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 3459
B = 2867
C = 1110
D = 351
DNa = 200
DNm = 150
E = 236
F = 400
G = 2067
H = 636
I = 870
L = 820
M = 20
N = 180
O = 42
P = 535
Q = 905
R = 1080
V = 370



Notes:

Date 28.09.2020	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexe (V)

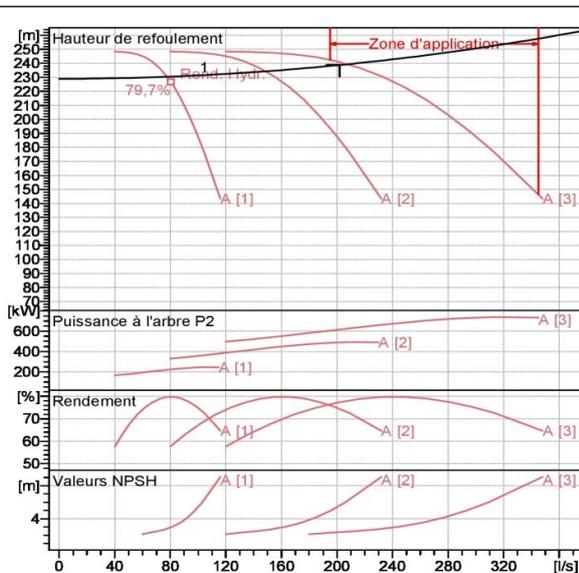


Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

PM 150/ 8 A	
Caractéristiques requises	
Débit	202 l/s
Hauteur de refoulement	239 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	4
Caractéristiques de la pompe	
Débit	69,3 l/s
Hauteur de refoulement	239 m
Puissance absorbée	209 kW
Rendement	78,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	292 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	250 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	2850 kg

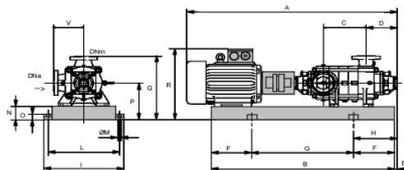
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement					UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	
120	248	497	57,7		
270	210	710	78,6	3,86	

Dimensions mm

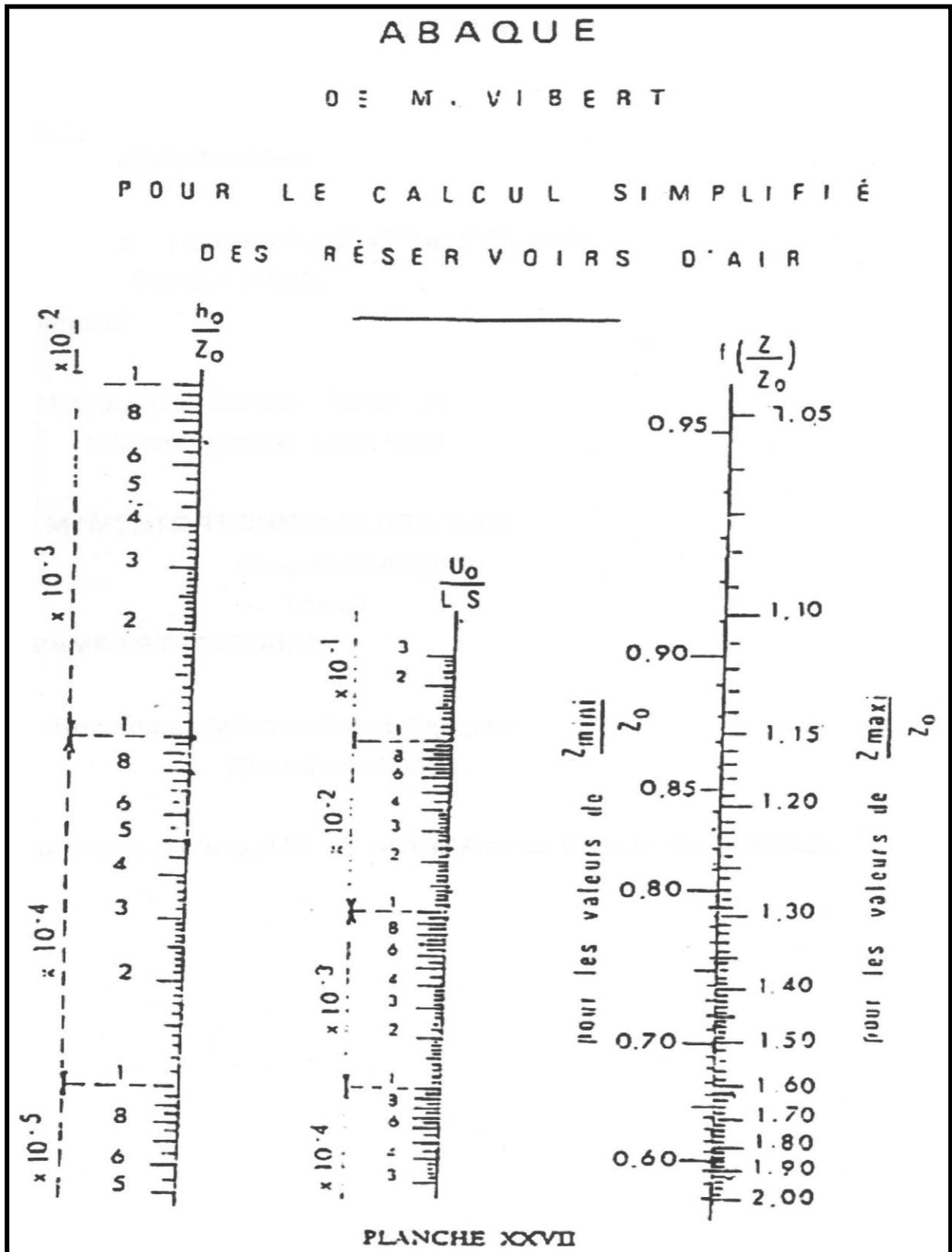
- A = 3459
- B = 2867
- C = 1110
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 236
- F = 400
- G = 2067
- H = 636
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 180
- O = 42
- P = 535
- Q = 905
- R = 1080
- V = 370



Notes:

Date 28.09.2020	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (VI)



Résumé

Vu le déficit que subit les cinq communes (MIZRANA, IFLISSEN, TIGZIRT, YAKOUREN, AIT CHAFAA) de la wilaya de Tizi-Ouzou en eau potable surtout en période estivale, les services concernés ont prévu un projet d'alimentation à partir d'une SDEM situé à TIGZIRT afin de subvenir aux besoins en eau potable des communes de la wilaya.

A travers ce mémoire on va étudier tous les points nécessaires afin d'acheminer l'eau de la station de dessalement vers les réservoirs d'alimentation.

ملخص

نظرا للنقص الذي تعاني منه البلديات الساحلية (ميزرانة، تيقزيرت، إفليس، إكورن، ايت شافع) بولاية تيزي وزو من المياه الصالحة للشرب خاصة في فصل الصيف ، خططت الإدارات المعنية لمشروع تزويد من محطة تحلية المياه التي تقع بتيقزيرت لتلبية احتياجات مياه الشرب للبلديات السابق ذكرها.
من خلال هذه المذكرة سندرس كل النقاط الضرورية لنقل المياه من محطة التحلية إلى مخازن المياه.

Abstract

Given the deficit suffered by the townships (MIZRANA, IFLISSEN, TIGZIRT, YAKOUREN, AIT CHAFAA) of Tizi-Ouzou drinking water especially in summer, the departments concerned have planned a project to supply from a desalination station located in TIGZIRT in order to support the needs of township's drinking water.

Through this graduation note we will study all the necessary points in order to transport water from the desalination station to supply tanks.